

# **AVALIAÇÃO DA VULNERABILIDADE SÍSMICA DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO CONSIDERANDO A INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO**

**JOANA SALOMÉ CARVALHO DA SILVA MOREIRA**

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de  
**MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS**

---

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

---

Coorientador: Engenheiro António Manuel da Cunha Monteiro

JUNHO DE 2017

## **MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2016/2017**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ [miec@fe.up.pt](mailto:miec@fe.up.pt)

*Editado por*

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ [feup@fe.up.pt](mailto:feup@fe.up.pt)

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2016/2017 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2017.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A meus Pais e ao meu irmão Bruno

*A Sabedoria é o Trabalho Incessante do Espírito Sobre a Ciência*

*Camilo Castelo Branco*



## **AGRADECIMENTOS**

Agora na fase final deste trabalho, é imperativo expressar um sincero agradecimento a todos aqueles que das mais diversas formas acompanharam a minha fase de formação, foram fulcrais.

Ao meu orientador, Professor Doutor Humberto Varum, pela disponibilidade e acompanhamento desde a fase inicial de escolha de tema até ao fim da realização deste trabalho.

Ao meu coorientador, Engenheiro António Monteiro da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia Lda., pela amabilidade com que me recebeu na sua empresa e pela partilha de informação fulcral na fase inicial desta dissertação.

A todos os colaboradores da empresa A400 – Projetistas e Consultores de Engenharia Lda. pela disponibilidade e simpatia.

À Fundação para a Ciência e Tecnologia, à qual está associado o projeto “ASPASSI - Avaliação da Segurança e Reforço de Paredes de Alvenaria de Enchimento para Solicitações Sísmicas” sob a Referência POCI-01-0145-FEDER-016898.

Ao Engenheiro André Furtado, pela constante disponibilidade, pela partilha de conhecimento, pelo contagiante entusiasmo e otimismo, pela significativa ajuda em todas as tarefas desenvolvidas, um pilar no decorrer desta dissertação a ele devo um especial agradecimento.

A todos os meus amigos, e em particular aos companheiros nesta jornada académica por todas as horas de estudo, por todas as peripécias caricatas vividas, que certamente ficaram na memória. Foram imprescindíveis nos bons e nos maus momentos.

Por fim, sem dúvida os mais importantes, agradeço à minha família e em particular aos meus pais, irmão e avós que sempre deram o seu melhor sendo sempre um exemplo no decorrer desta caminhada, um sincero e profundo obrigado.



## RESUMO

As paredes de alvenaria de enchimento têm uma influência importante na resposta estrutural dos edifícios, particularmente quando sujeitos a ações laterais, estas paredes influenciam a rigidez da estrutura podendo levar à ocorrência de mecanismos de rotura.

A primeira parte da presente dissertação foca-se na caracterização de edifícios porticados de betão armado e respetivas paredes de alvenaria de enchimento. Esta tarefa consiste na análise de projetos de edifícios e levantamento das características relevantes tais como, as classes dos materiais usados, das características geométricas e das quantidades de armadura.

Analisa-se todos os parâmetros recolhidos da análise de edifícios. Os dados obtidos foram analisados e confrontados com os resultados de análises anteriores.

Na segunda parte desta dissertação, realiza-se uma modelação numérica de um edifício modelo no programa *SeismoStruct*, sendo características deste edifício os valores médios obtidos da análise da base de dados.

A modelação numérica realizada permitirá avaliar a influência da classe de betão ou de aço, a influência da disposição das paredes de alvenaria e a influência da unidade de alvenaria usada na resposta sísmica dos edifícios.

**PALAVRAS-CHAVE:** vulnerabilidade sísmica, edifícios de betão armado, paredes de alvenaria de enchimento, *soft-storey*, base de dados, modelação numérica.





## **ABSTRACT**

The masonry fillers walls have an importante influence in structural buildings response especially when subject to lateral actions, this walls influence the stiffness of stucture and this comportment can lead to rupture mechanism.

The first part of this dissertation focuses on the description of porticoed concrete buildings and their respective masonry filler walls.

This task consists in the analysis of building projects and survey of relevant characteristics such as the types of materials that were used, the geometric characteristics and the amounts of armor.

All parameters collected from the analysis of buildings are analyzed. The data obtained were analyzed and compared with the results of previous analyzes.

In the second part of this dissertation, a numerical modeling of a model building in the SeismoStruct program is made, the characteristics of this model are the average values obtained from the data analysis.

The numerical modeling carried out allows you to evaluate the influence of the type of concrete or steel, the influence of the layout of the masonry walls and the influence of the masonry unit used in the seismic response of buildings.

**KEY WORDS:** seismic vulnerability, reinforced concrete buildings, masonry filler walls, *soft-storey*, short pillar, database, numerical modeling.



## **ÍNDICE GERAL**

<b>AGRADECIMENTOS</b> .....	i
<b>RESUMO</b> .....	iii
<b>ABSTRACT</b> .....	v
<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	1
1.1. MOTIVAÇÃO .....	1
1.2. OBJETIVOS .....	2
1.2. ESTRUTURA DA TESE .....	2
<b>2. AS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NOS EDIFÍCIOS</b> .....	3
2.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS ALVENARIAS .....	3
2.2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA .....	3
2.3. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS ATUAIS DE ALVENARIAS .....	4
2.4. CAUSAS DE DANOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO .....	5
2.5. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO .....	7
2.6. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO, LEGISLAÇÃO .....	9
2.7. CUSTOS DE REABILITAÇÃO SÍSMICA .....	10
<b>3. CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM PORTUGAL</b> .....	17
3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	17
3.2. PARQUE HABITACIONAL NACIONAL .....	17
3.3. BASE DE DADOS .....	20
3.3.1. ORGANIZAÇÃO .....	20
3.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS GERAIS .....	24
3.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS .....	27
3.3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS ELEMENTOS BA .....	27
3.3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS ALVENARIAS .....	32
3.4. SISTEMATIZAÇÃO E REFORMULAÇÃO DA BASE DE DADOS .....	50

<b>3.5. ANÁLISE DA BASE DE DADOS EXISTENTES .....</b>	<b>51</b>
 <b>4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DO EDIFÍCIO MODELO .....</b>	<b>63</b>
<b>4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....</b>	<b>63</b>
<b>4.2. CASO DE ESTUDO .....</b>	<b>63</b>
<b>4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA .....</b>	<b>65</b>
4.3.1. LEI DO BETÃO .....	65
4.3.2. LEI DO AÇO .....	65
4.3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES .....	66
4.3.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS ALVENARIAS .....	66
4.3.5. MODELO DA DUPLA BIELA EQUIVALENTE.....	67
<b>4.4. TIPOS DE ANÁLISE .....</b>	<b>68</b>
<b>4.5. ESTUDO PARAMÉTRICO.....</b>	<b>69</b>
<b>4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DA FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA .....</b>	<b>70</b>
<b>4.7. RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA <i>PUSHOVER</i> ADAPTATIVA SEM ALVENARIAS .....</b>	<b>71</b>
<b>4.8. RESULTADOS DA ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA <i>PUSHOVER</i> ADAPTATIVA COM ALVENARIAS .....</b>	<b>75</b>
4.8.1 ANÁLISE DE RESULTADOS – EFEITOS DA DISTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS .....	78
4.8.2. ANÁLISE DE RESULTADOS – INFLUÊNCIA DOS TIPOS DE ALVENARIAS .....	80
4.8.3. ANÁLISE DE RESULTADOS – EFEITOS DAS ABERTURAS .....	82
<b>4.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>89</b>
 <b>5. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS.....</b>	<b>91</b>
<b>5.1. CONCLUSÃO .....</b>	<b>91</b>
<b>5.2. TRABALHOS FUTUROS .....</b>	<b>92</b>
 <b>ANEXOS.....</b>	<b>1</b>

## ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1. – Evolução das paredes de alvenaria em Portugal .....	4
Fig. 2.2. – Mecanismo <i>soft-storey</i> .....	7
Fig. 2.3. – Casos de estudo .....	13
Fig. 2.4. – Parcela de custos relativos às alvenarias .....	15
Fig. 3.1. – Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura (Censos 2011) .....	18
Fig. 3.2. – Ano de construção (Censos 2011).....	19
Fig. 3.3. – Ano de construção (Censos 2011).....	19
Fig. 3.4. – Número de Pisos (Censos 2011) .....	20
Fig. 3.5. – <i>Template</i> base de dados: a) características gerais, b) características paredes .....	21
Fig. 3.6. – <i>Template</i> base de dados a) pilares, b) vigas .....	21
Fig. 3.7. – Dimensões da parede de alvenaria .....	22
Fig. 3.8. – Tipologias consideradas.....	23
Fig. 3.9. – Ano de construção dos edifícios .....	24
Fig. 3.10. – Número de pisos .....	24
Fig. 3.11. – Altura do rés-do-chão.....	25
Fig. 3.12. – Altura do piso tipo.....	25
Fig. 3.13. – Rácio entre a altura do rés-do-chão e da altura do piso tipo .....	26
Fig. 3.14. – Área de piso .....	26
Fig. 3.15. – Classe dos materiais: a) betão, b) aço.....	27
Fig. 3.16. – Espessura e tipo de laje .....	27
Fig. 3.17. – Dimensões dos pilares: a) base, b) altura.....	28
Fig. 3.18. – Rácio das dimensões do pilar .....	28
Fig. 3.19. – Dimensões das vigas: a) base, b) altura .....	29
Fig. 3.20. – Rácio das dimensões da viga .....	29
Fig. 3.21. – Armadura longitudinal nos pilares .....	30
Fig. 3.22. – Armadura transversal nos pilares .....	30
Fig. 3.23. – Percentagem armadura longitudinal nas vigas: a) meio vão, b) apoio esquerdo .....	31
Fig. 3.24. – Percentagem de armadura longitudinal nas vidas, apoio direito .....	31
Fig. 3.25. – Armadura transversal nas vigas.....	32
Fig. 3.26. – Número de vãos da fachada .....	32
Fig. 3.27. – Dimensão do vão: a) vão médio, b) vão máximo.....	33

Fig. 3.28. – Influência das dimensões da abertura no pórtico: a) largura, b) altura.....	33
Fig. 3.29. – Influência da área de abertura na área do pórtico .....	34
Fig. 3.30. – Tipologias das paredes .....	34
Fig. 3.31. – Tipologia 1: a) dimensão a, b) dimensão b .....	35
Fig. 3.32. – Tipologia 1: a) dimensão c, b) dimensão d .....	35
Fig. 3.33. – Tipologia 1: a) dimensão e, b) dimensão f .....	36
Fig. 3.34. – Tipologia 3: a) dimensão a, b) dimensão b .....	37
Fig. 3.35. – Tipologia 3: a) dimensão c, b) dimensão e .....	37
Fig. 3.36. – Tipologia 3 dimensão f .....	38
Fig. 3.37. – Tipologia 4: a) dimensão b, b) dimensão c .....	38
Fig. 3.38. – Tipologia 4: a) dimensão e, b) dimensão f .....	39
Fig. 3.39. – Tipologia 5: a) dimensão a, b) dimensão b .....	39
Fig. 3.40. – Tipologia 5: a) dimensão c, b) dimensão d .....	40
Fig. 3.41. – Tipologia 5: a) dimensão e, b) dimensão f .....	40
Fig. 3.42. – Tipologia 5: a) dimensão g, b) dimensão h .....	41
Fig. 3.43. – Tipologia 5: a) dimensão i, b) dimensão j.....	41
Fig. 3.44. – Tipologia 5 dimensão k.....	41
Fig. 3.45. – Tipologia 7: a) dimensão a, b) dimensão b .....	42
Fig. 3.46. – Tipologia 7: a) dimensão e, b) dimensão f .....	42
Fig. 3.47. – Tipologia 7: a) dimensão g, b) dimensão h .....	43
Fig. 3.48. – Tipologia 7: a) dimensão j, b) dimensão k.....	43
Fig. 3.49. – Tipologia 8: a) dimensão b, b) dimensão c .....	44
Fig. 3.50. – Tipologia 8: a) dimensão e, b) dimensão f .....	44
Fig. 3.51. – Tipologia 8: a) dimensão g, b) dimensão h .....	45
Fig. 3.52. – Tipologia 8: a) dimensão j, b) dimensão k.....	45
Fig. 3.53. – Tipologia 11: a) dimensão a, b) dimensão b .....	46
Fig. 3.54. – Tipologia 11: a) dimensão c, b) dimensão d .....	46
Fig. 3.55. – Tipologia 11: a) dimensão e, b) dimensão f .....	47
Fig. 3.56. – Tipologia 11: a) dimensão g, b) dimensão h .....	47
Fig. 3.57. – Tipologia 11: a) dimensão i, b) dimensão j.....	47
Fig. 3.58. – Tipologia 11: a) dimensão k, b) dimensão l.....	48
Fig. 3.59. – Tipologia 11 dimensão m .....	48
Fig. 3.60. – Tipologia 12: a) dimensão a, b) dimensão b .....	49

Fig. 3.61. – Tipologia 12 dimensão c .....	49
Fig. 3.62. – Tipologia 16: a) dimensão b, b) dimensão c .....	50
Fig. 3.63. – Edifícios da base de dados e autores da respetiva análise .....	51
Fig. 3.64. – Localização dos edifícios da base de dados .....	52
Fig. 3.65. – Ano de construção dos edifícios .....	52
Fig. 3.66. – Número de pisos .....	52
Fig. 3.67. – Relação entre a altura do rés-do-chão e a altura dos pisos superiores .....	53
Fig. 3.68. – Área de piso (m2).....	54
Fig. 3.69. – Relação entre o ano de construção e: a) o número de pisos, b) a área de piso .....	54
Fig. 3.70. – Relação entre o ano de construção e: a) altura do RC, b) altura piso tipo.....	55
Fig. 3.71. – Classe de aço dos edifícios .....	55
Fig. 3.72. – Classe de betão dos edifícios .....	56
Fig. 3.73. – Tipo de laje e respetiva espessura (cm) edifícios .....	56
Fig. 3.74. – Rácio da base pela altura do pilar edifícios .....	57
Fig. 3.75. – Área de secção do pilar e altura do piso edifícios .....	57
Fig. 3.76. – Área da secção do pilar e área do piso edifícios .....	57
Fig. 3.77. – Área do pilar e área de armadura edifícios.....	58
Fig. 3.78. – Rácio da base pela altura do pilar edifícios .....	58
Fig. 3.79. – Área de secção da viga e altura do piso edifícios.....	59
Fig. 3.80. – Área da secção da viga e área do piso edifícios .....	59
Fig. 3.81. – Área da viga e área de armadura a meio vão.....	60
Fig. 3.82. – Tipologia das paredes .....	60
Fig. 3.83. – Área do painel pela área da abertura.....	61
Fig. 3.84. – Rácio l/h .....	61
Fig. 4.1. – Planta do edifício modelo .....	64
Fig. 4.2. – Alçados do edifício modelo: a) alçado na direção X, b) alçado na direção Y .....	64
Fig. 4.3. – Seções transversais a) seção transversal do pilar, b) seção transversal da viga .....	65
Fig. 4.4. – Separação entre pórtico e alvenaria .....	66
Fig. 4.5. – Modos de rotura da alvenaria .....	67
Fig. 4.6. – Modelo utilizado no <i>SeismoStruct</i> para a parede de alvenaria.....	68
Fig. 4.7. – Comportamento histerético a) bielas de compressão, b) molas de deslizamento .....	68
Fig. 4.8. – Frequências dos 3 modos de vibração para os diferentes modelos, variação classe de betão .....	70

Fig. 4.9. – Frequências dos 3 modos de vibração para os diferentes modelos, variação classe do aço .....	70
Fig. 4.10. – Curva de capacidade para a direção X, variação da classe de betão .....	71
Fig. 4.11. – Curva de capacidade para a direção Y, variação da classe de betão .....	71
Fig. 4.12. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, força de corte basal deslizamento.....	72
Fig. 4.13. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, rigidez inicial da estrutura .....	72
Fig. 4.14. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, deslocamento de cedência .....	72
Fig. 4.15. - Curva de capacidade para a direção X, variação da classe de aço .....	73
Fig. 4.16. – Curva de capacidade para a direção Y, variação da classe de aço .....	73
Fig. 4.17. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, força máxima de corte basal .....	74
Fig. 4.18. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, rigidez inicial da estrutura .....	74
Fig. 4.19. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, deslocamento de cedência .....	74
Fig. 4.20. – Modelos disposição alvenarias: a) alvenaria em todos os pisos b) alvenaria em todos os pisos exceto o rés-do-chão .....	75
Fig. 4.21. – Modelos disposição alvenarias: c) alvenarias em todos os pisos com aberturas d) alvenarias em todos os pisos exceto o rés-do-chão com aberturas.....	75
Fig. 4.22. – Variação da área em função da deformação .....	77
Fig. 4.23. – Curva de capacidade para a direção X, distribuição alvenarias .....	78
Fig. 4.24. – Curva de capacidade para a direção Y, distribuição alvenarias .....	79
Fig. 4.25. – Curva de capacidade na direção X, unidades de alvenaria .....	80
Fig. 4.26. – Curva de capacidade na direção Y, unidades de alvenaria .....	81
Fig. 4.27. – Curva de capacidade na direção X, unidades de alvenaria, RC vazado .....	81
Fig. 4.28. – Curva de capacidade na direção Y, unidades de alvenaria, RC vazado .....	82
Fig. 4.29. – Curva de capacidade direção X, tijolo 11, aberturas .....	83
Fig. 4.30. – Curva de capacidade direção Y, tijolo 11 aberturas .....	84
Fig. 4.31. – Curva de capacidade direção X, tijolo 11, sem alvenaria no RC aberturas.....	84
Fig. 4.32. – Curva de capacidade direção Y, tijolo 11, sem alvenaria no RC aberturas.....	85
Fig. 4.33. – Curva de capacidade direção X, aberturas, tijolo 15 aberturas .....	86
Fig. 4.34. – Curva de capacidade direção Y, aberturas, tijolo 15 aberturas .....	87
Fig. 4.35. – Curva de capacidade direção X, aberturas, tijolo 31.5 aberturas .....	87



Fig. 4.36. – Curva de capacidade direção Y, tijolo 31.5 aberturas .....88

## **ÍNDICE DE TABELAS**

Tabela 2.1. – Resumo da base de dados dos edifícios de betão armado de L'Áquila .....	11
Tabela 2.2. – Resumo das características e respetivos custos de reparação dos edifícios usados como casos de estudo .....	12
Tabela 2.3. – Resumo de custos de reconstrução.....	13
Tabela 2.4. – Resumo de custos atuais de reconstrução .....	14
Tabela 3.1. – Valores representativos das variáveis .....	58
Tabela 4.1. – Modelos para análise .....	69
Tabela 4.2. – Tipos de alvenarias .....	76
Tabela 4.3. Parâmetros mecânicos .....	76
Tabela 4.4. – Parâmetros geométricos .....	77
Tabela 4.5. – Parâmetros empíricos .....	78
Tabela 4.6. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, distribuição alvenarias, direção X .....	78
Tabela 4.7. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, distribuição alvenarias, direção Y .....	79
Tabela 4.8. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades de alvenaria, direção X .....	80
Tabela 4.9. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades de alvenaria, direção Y. ....	81
Tabela 4.10. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades alvenaria, RC vazado, direção X. ....	82
Tabela 4.11. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção Y .....	82
Tabela 4.12. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção X .....	83
Tabela 4.13. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção Y .....	84
Tabela 4.14. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção X .....	85
Tabela 4.15. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y .....	85
Tabela 4.16. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção X .....	86
Tabela 4.17. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y .....	87
Tabela 4.18. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção X. ....	88
Tabela 4.19. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y .....	89

## **SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS**

$\nu$  – Coeficiente de redução

$\varepsilon_m$  – Extensão à máxima tensão

$\varepsilon_u$  – Extensão última

$\varepsilon_{cl}$  – Extensão de fechamento

$\tau_o$  – Tensão de ligação de deslizamento

$\mu$  – Coeficiente de atrito

$x_{oi}$  – Distância vertical dos pontos externos

$y_{oi}$  – Distância horizontal dos pontos externos

$h_z$  – Distância de separação entre bielas

$t_w$  – Espessura equivalente da parede

$b_w$  – Largura equivalente da biela

$\varepsilon$  – Deformabilidade axial

DCL – Classe de ductilidade baixa

DCM – Classe de ductilidade média

DCH – Classe de ductilidade alta

m – Metro

cm – Centímetros

mm – Milímetro

$M_{Rc}$  – Momentos resistentes dos pilares ligados a um nó na direção considerada

$M_{Rb}$  – Momentos resistentes das vigas ligadas a um nó na direção considerada

$\Delta V_{Rw}$  – Resistência das paredes de alvenaria no piso comparativamente com o piso com mais enchimentos localizados acima dele

$V_{Ed}$  – Esforços transversos dos elementos sísmicos primários verticais

$F_{m\theta}$  – Resistência à compressão

$E_m$  – Módulo de elasticidade

$f_t$  – Resistência à tração

$\eta$  – Coeficiente de majoração

$d_r$  – Deslocamento entre pisos

$h$  – Altura entre pisos

BA – Betão armado

COV – Coeficiente de variação

DP – Desvio padrão

La – Laje aligeirada

Lm – Laje maciça

Esq. – Esquerdo

Dir. – Direito

Cat. – Categoria

EC8 – Eurocódigo 8

A<sub>bielas</sub> – Área das bielas

FEMA – Federal Emergency Management Agency

RSA – Regulamento de segurança das acções

K<sub>mi</sub> – Rigidez inicial da estrutura

F<sub>máx</sub> – Força máxima de corte basal

dy\* – Deslocamento de cedência



# 1

## INTRODUÇÃO

### 1.1. MOTIVAÇÃO

Portugal apesar de considerado um país de sismicidade moderada, na sua história existem alguns registos de fenómenos sísmicos responsáveis por consequências catastróficas, como é o caso dos sismos datados de 1009, 1356, 1531, 1755, 1856 e 1969 [1].

Aleado a este facto, se analisarmos rapidamente a atividade sísmica à escala mundial, o caso do sismo de Sichuan na Republica Popular da China em 2008 [2], o sismo de L'Áquila em Itália no ano 2009 [3], o sismo no Haiti em Porto Príncipe em 2010[4], o sismo de Lorca em Espanha no ano 2011[5], o sismo de Ghorka no Nepal em 2015 ou o caso do sismo de Amatrice em Itália no ano passado, tendo em conta as consequências e danos causados é irrefutável que a área da engenharia sísmica é uma área atual e de enorme importância.

Dos registos sísmicos enunciados, salienta-se o sismo de Lorca pelas semelhanças construtivas encontradas entre os edifícios desta cidade e do parque habitacional português. A análise dos relatórios de danos observados nas missões de reconhecimento pós-sismo em Lorca permitiu concluir que as alvenarias influenciaram consideravelmente a resposta estrutural dos edifícios face à ação sísmica.

Portugal apresenta um parque habitacional onde os edifícios de betão armado representam a maioria dos edifícios, sendo que uma grande parcela destes edifícios contém no seu interior paredes de alvenaria de enchimento utilizadas para divisão de espaços quer no seu interior quer exteriormente. Além disso, estes elementos, considerados em fase de projeto como elementos não estruturais, são construídos nos dias de hoje de forma a melhorarem/ corrigirem a vertente térmica do edifício, (por exemplo panos parcialmente apoiados nas vigas ou lajes de suporte), aumentando assim a sua vulnerabilidade face a ações sísmicas para fora do seu plano. A distribuição irregular dos painéis quer em planta e/ou em altura por razões de arquitetura ou utilização do espaço pode potenciar a criação de mecanismos de rotura que podem resultar em danos extensos ou mesmo no colapso da estrutura.

É possível que edifícios com paredes de alvenaria de enchimento apresentem uma boa resposta sísmica, contudo é necessário que as mesmas sejam consideradas na fase de dimensionamento.

A grande preocupação em Portugal surge quando se constata que o aparecimento do primeiro regulamento de dimensionamento sísmico é datado de 1958 pelo Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos. Este documento é muito simples, divide apenas o país em diferentes zonas sísmicas e impõe algumas disposições construtivas não garantindo a segurança necessária nos edifícios.

Com isto se conclui, que muitos dos edifícios portugueses foram construídos na ausência de qualquer legislação de dimensionamento sísmico e muitos deles na ausência de legislação adequada. Também por este motivo se constata a importância do estudo dos edifícios de betão armado com paredes de

alvenaria de enchimento face à ação sísmica, para possibilitar intervenções de qualidade ao nível dos mesmos que permitam garantir uma boa resposta à ação sísmica e impeçam consequências catastróficas em caso de sismo.

Um país com sismicidade moderada, com registos catastróficos de danos pós sismo, caracterizado por edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento, uma boa parte deste grupo construídos na ausência de regulamentos de dimensionamento sísmico, o registo de atividade sísmica de grande escala em países vizinhos com consequências avassaladoras são alguns dos fatos que motivaram o interesse desta dissertação.

## **1.2. OBJETIVOS**

Este trabalho surge na sequência de outros trabalhos também realizados pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, nos quais foram analisados projetos de edifícios porticados de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento.

O primeiro objetivo é dar continuidade ao trabalho existente, contribuindo para o crescimento da atual base de dados. Foram analisados 27 edifícios dos quais foram retiradas informações ao nível da caracterização geral, dos elementos de betão armado e das paredes de enchimento. Elaboração de um novo *template* para a base de dados.

Com os dados recolhidos gera-se um edifício modelo representativo do parque habitacional português, do ponto de vista histórico é uma caracterização de um edifício construído após o ano 2000.

O segundo objetivo é avaliar a influência da disposição das alvenarias dos edifícios, da existência de aberturas nesses painéis e dos materiais utilizados na resposta sísmica dos edifícios. Procede-se à modelação numérica do edifício modelo, geram-se vários modelos fazendo variar as características do aço, as características do betão, a disposição das alvenarias (distribuídas uniformemente ao longo de todos os pisos e distribuídas uniformemente em todos os pisos exceto rés-do-chão).

## **1.3. ESTRUTURA DA TESE**

A dissertação apresenta-se dividida em 5 capítulos. O capítulo inicial é um capítulo introdutório que apresenta os aspetos que motivaram esta dissertação, define os objetivos do trabalho e apresenta a estrutura da tese.

O segundo capítulo, agrupa a informação relativa ao estado de arte. A evolução das paredes de alvenaria de enchimento e soluções construtivas usadas, analisa a legislação existente no EC8 - Eurocódigo 8 para as paredes de alvenaria e compara-a com outros regulamentos internacionais.

Ainda neste capítulo são analisados os custos de reparação das alvenarias comparativamente com os custos totais de reparação de edifícios afetados por sismos recentes, com base no estudo realizado sobre o sismo de L'Áquila.

O capítulo 3 apresenta os dados recolhidos da análise de projetos de edifícios e a respetiva análise dos dados obtidos. Neste capítulo, apresenta-se o novo modelo de base de dados e após compilação de resultados existentes a respetiva análise, que funciona como teste da nova base de dados.

O capítulo 4 sistematiza o trabalho referente à modelação numérica realizada, apresentam-se as curvas de capacidade dos diferentes modelos e uma análise da influência dos parâmetros alterados entre modelos. O capítulo 5 apresenta as conclusões retiradas deste trabalho e possíveis trabalhos futuros.

## 2

# AS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NOS EDIFÍCIOS

### 2.1. IMPORTÂNCIA DO ESTUDO DAS ALVENARIAS

Nos últimos anos, a atenção dada às paredes de alvenaria de enchimento tem crescido, nomeadamente a influência destas na resposta estrutural dos edifícios de betão armado.

As paredes de alvenaria de enchimento são um elemento comum nos edifícios de betão armado, sendo utilizadas como paredes divisórias, interiores e exteriores. Estas paredes são consideradas como elementos não estruturais [6], são desprezadas por esse motivo para efeitos de dimensionamento dos edifícios sendo apenas considerado a sua massa. Contudo, é reconhecida a sua influência no comportamento das estruturas de betão armado quando sujeitas a ações sísmicas [7-12].

A presença destes elementos não estruturais conduz a um aumento da rigidez lateral, modificando as propriedades dinâmicas da estrutura, o que conduz a um menor período de vibração para a estrutura [13]. As elevadas solicitações de corte no seu plano, aos quais as paredes estão sujeitas, introduzem um aumento da sua vulnerabilidade para fora do plano, resultado do dano atingido, podendo resultar no seu colapso associado e incrementar sérias consequências humanas e materiais.

Os efeitos negativos estão associados às irregularidades verticais e no plano introduzidas pelas paredes de alvenaria de enchimento causando mecanismos como *soft-storey* ou pilar curto, por exemplo [14].

O conhecimento de todas as componentes estruturais e não estruturais é imprescindível para efeitos de avaliação e reforço de edifícios existentes.

### 2.2. EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS PAREDES DE ALVENARIA

Relativamente à evolução das paredes de alvenaria em Portugal, e começando esta análise na década de 40, as paredes apresentam um único pano e o bloco de alvenaria utilizado é de pedra com grande espessura. Na década seguinte construíram-se pela primeira vez paredes de alvenaria duplas com caixa-de-ar [15].

Nos anos 60 a proliferação da construção em betão armado desencadeou uma evolução nas paredes de alvenaria. A principal solução dos anos 60 é a parede dupla onde a parede exterior apresenta uma maior espessura e onde não há qualquer ligação entre os panos da parede. As unidades de alvenaria utilizadas apresentam furação horizontal e ambos os panos da parede são de alvenaria de tijolo [16].

Nos anos 70 as características mantêm-se à exceção da espessura do pano interior que sofre uma diminuição. Nos anos 80 a grande inovação dá-se com a implementação de isolamento térmico na caixa-de-ar.

A partir dos anos 90 as paredes de alvenaria são maioritariamente construídas com uma única camada de alvenaria e com isolamento na face exterior, tal mudança é justificada pela constante evolução da qualidade dos materiais de construção e técnicas construtivas utilizadas [15]. Simplificadamente é possível através da Fig. 2.1. observar a evolução das paredes de alvenaria em Portugal ao longo dos últimos anos.

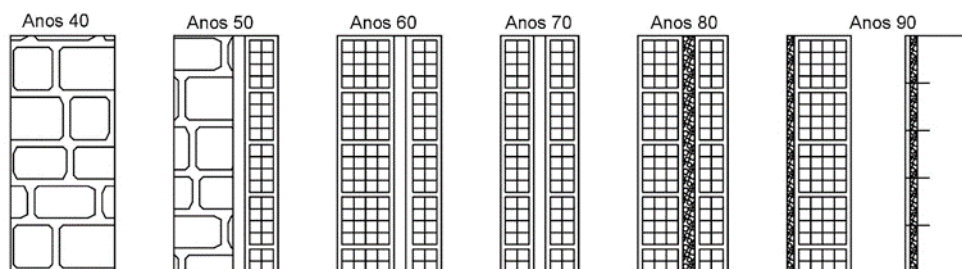


Fig. 2.1. – Evolução das paredes de alvenaria em Portugal (adaptado [15]).

Constata-se desde já com esta breve análise que as alvenarias cerâmicas de furação horizontal são usadas desde os anos 50 como material construtivo nos edifícios portugueses.

### **2.3. SOLUÇÕES CONSTRUTIVAS ATUAIS DE ALVENARIAS**

Na generalidade dos países do centro e sul da Europa as paredes de alvenaria são uma solução construtiva frequentemente adotada, trata-se de uma solução económica, de fácil execução e capaz de dar resposta às principais exigências aplicáveis às paredes de alvenaria:

- Estabilidade;
- Segurança ao fogo;
- Estanquidade à água e ao ar;
- Conforto térmico e acústico;
- Durabilidade e facilidade de manutenção [17].

Dentro da grande categoria das alvenarias existem diversos sistemas construtivos dada a variedade de unidades de alvenaria, argamassas bem como conetores e reforços estruturais.

O Eurocódigo 6 – Projeto de Estruturas de Alvenaria, é o regulamento em vigor para o dimensionamento e construção das paredes de alvenaria. Até à data da sua publicação não existia qualquer legislação nesta área.

A maioria das paredes exteriores de alvenaria construídas em Portugal atualmente apresentam uma das seguintes soluções construtivas.

Paredes duplas revestidas de tijolo cerâmico, de furação horizontal e com espessura máxima por parede de 15cm. Esta tipologia possui isolamento térmico, placas de poliestireno ou poliuretano projetado, aplicado na caixa-de-ar. Na generalidade dos casos, as paredes abrangidas por esta tipologia apresentam erros de execução, nomeadamente na ligação com os elementos estruturais, no número de ligadores entre panos, na drenagem da caixa-de-ar e na aplicação do isolamento. Estes erros estão associados à ausência de cuidados ao nível do dimensionamento e execução das mesmas [18].



Paredes duplas em que o pano exterior é de face à vista, a unidade de alvenaria utilizada é o tijolo cerâmico maciço de furação horizontal ou o bloco de betão. O pano interior assume uma espessura de 11cm a 15cm. Relativamente à estanquidade à água é assegurada através de um barramento ou pintura. O isolamento cumpre o processo construtivo igual ao da tipologia anterior [18].

Paredes duplas com unidade de alvenaria o bloco de betão armado. São utilizadas quando há necessidade de utilizar a componente estrutural das paredes de alvenaria, as paredes desta tipologia são confinadas pelos elementos de betão armado. O pano interior utiliza alvenaria de tijolo cerâmico de furação horizontal.

As paredes simples são frequentemente usadas nos últimos anos. São utilizados blocos de betão, isolamento térmico e acústico na face exterior. Recorre-se para efeitos de isolamento a placas de poliestireno expandido que será revestido por revestimento plástico.

Paredes interiores de compartimentação recorrem na maioria das vezes a tijolo cerâmico de furação horizontal de 7, 9 ou 11cm. Os 11cm para divisões com necessidade de embutir elementos nas paredes. Em algumas situações com requisitos acusticos termicos ou de resistencia ao fogo recorre-se a paredes duplas com isolamento pelo interior [18].

Independentemente da tipologia usada as paredes de alvenaria são extremamente competitivas quando comparadas com outras paredes. Isolamento térmico, estanquidade à água ao fogo e em particular a sua durabilidade é superior à de qualquer material; salienta-se também a sua flexibilidade e versatilidade.

No que diz respeito a questões ambientais a produção das unidades de alvenaria não é um processo poluente e o custo energético não muito elevado. Quando demolidas são 100% reutilizáveis [18].

## **2.4. CAUSAS DE DANOS EM ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO DEVIDO À AÇÃO SÍSMICA**

Nos últimos anos alguns episódios de carácter sísmico revelaram que os efeitos de um sismo podem ser catastróficos, tanto ao nível das perdas humanas como ao nível económico e material. Há quem defenda uma urgente reformulação da legislação, com a particularidade de obrigar a intervenções ao nível dos edifícios já existentes, por outro lado fica a dúvida se essas intervenções seriam viáveis em termos económicos [19].

Também por essa razão é importante uma identificação dos comuns tipos de danos, que possibilite uma definição das formas de intervenção nos edifícios já existentes e uma reformulação adequada da legislação para efeitos de dimensionamento.

O estudo de danos pós sismos, por especialista na área, permitiram definir quatro causas de dano distintas: dimensionamento, deficiências de detalhamento, anomalias no decorrer do processo construtivo e deterioração e modificações estruturais [14].

No leque de causas de danos associadas ao dimensionamento destacam-se a insuficiente rigidez e resistência lateral, as irregularidades verticais e horizontais, o espaçamento entre edifícios, bem como, o mecanismo *soft-storey*.

Em obra, na fase de execução, a mão-de-obra sem qualificações adequadas, materiais de fraca qualidade e o não cumprimento dos detalhes de projetos são as causas de danos mais frequentes [14].

As causas mais comuns de falhas e danos severos que podem conduzir ao colapso da estrutura aquando da presença das ações sísmicas serão enumeradas e abordadas nos parágrafos seguintes da presente dissertação.

A qualidade do confinamento está associada ao diâmetro dos estribos, do espaçamento entre estribos e barras longitudinais e também à qualidade do aço [20].

- Irregularidades verticais e horizontais:

Mudanças de rigidez, resistência e massa na estrutura tanto em planta como em altura conduzem a distribuições laterais de cargas e deformações diferentes do que seria esperado para estruturas uniformes.

De acordo com o observado em sismos recentes, as configurações dos edifícios são um importante fator no comportamento dos mesmos na presença das cargas sísmicas. Há registo de um considerável número de edifícios que colapsaram devido a problemas associados às irregularidades.

Caso as características estruturais não sejam uniformes ou não sejam alteradas com alguma continuidade, como é o caso das armaduras dos pilares ou mesmo da sua secção, é extremamente complicado evitar as concentrações de danos nos locais de mudança abrupta.

Os danos concentram-se nos locais das irregularidades, ou seja, é impossível fornecer a estes elementos, capacidade suficiente para dar respostas a todas estas ações. O problema mais sério do ponto de vista sísmico está associado ao mecanismo *soft-storey* que será abordado nos seguintes parágrafos [20].

### **O mecanismo *soft-storey*:**

Apareceu em Portugal na década de 70 a arquitetura moderna e com ela trouxe uma tipologia construtiva em que as paredes de alvenaria no piso rés-do-chão são inexistentes, com o objetivo de facilitar o uso que o utilizador pretende, nomeadamente para fins comerciais [21].

Esta nova tipologia de construção introduz uma significativa irregularidade que confere ao edifício inúmeras vulnerabilidades uma vez que introduz mudança de rigidez em altura abrupta nomeadamente ao nível do primeiro piso [22]. A este mecanismo dá-se o nome de *soft-storey*.

Estamos perante uma estrutura assente em pilares que funciona como um pendulo invertido, quando sujeito à ação sísmica sofre deslocamentos grandes ao nível do primeiro piso o que pode conduzir ao colapso da estrutural [22].

A regular distribuição de paredes de alvenaria permite que quando as forças sísmicas atuam os deslocamentos sejam menores e uniformemente distribuídos, reduz a deformação e os danos impostos pelo sismo. O aumento da rigidez provocado pelas paredes de alvenaria pode não ter um efeito benéfico se introduzir um aumento de rigidez naquele piso, desencadeando também um mecanismo *soft-storey* [22].

O mecanismo *soft-storey* é considerado a principal causa de colapso de edifícios de betão armado, Fig. 2.2..



Fig. 2.2. – Mecanismo soft-storey, Sismo Nepal a) edifício A, b) edifício B [23].

As paredes de alvenaria são elementos relativamente frágeis e não considerados no dimensionamento. Apesar disso, quando são sujeitas a esforços horizontais podem comportar-se como bielas diagonais à compressão e atribuir um aumento significativo de rigidez na estrutura e na frequência natural de vibração, agravando o efeito da ação sísmica [19].

Na maioria dos edifícios as paredes não ocupam a área total do pórtico de betão armado, dado que existem janelas e portas que obrigam a aberturas no painel de alvenaria. Os pilares destes pórticos com aberturas ficam sujeitos a maiores esforços de corte, que por norma também não são compatibilizados. A parte do pilar com parede de alvenaria assume uma maior resistência e a parte do pilar livre de parede apresenta-se como uma zona mais frágil.

Por este motivo surge uma rótula plástica no meio do pilar, mecanismos este que não é previsto na fase de dimensionamento aquando da definição da armadura. Há um aumento das forças de corte no pilar e consequente rotura [19].

O mecanismo associado a estes fenómenos é denominado por pilar curto.

## **2.5. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO**

No EC8, são definidos alguns princípios básicos de conceção dos edifícios. Definem em primeiro lugar que a perigosidade sísmica da zona tem que ser tida em conta, dimensionando um edifício com um sistema estrutural aceitável.

Este dimensionamento é feito com o auxílio dos princípios orientadores, definidos no EC8, que gerem a conceção:

- Simplicidade estrutural;
- Uniformidade, simetria e redundância da estrutura;
- Resistência e rigidez nas duas direções;
- Resistência e rigidez à torção;
- Ação de diafragma ao nível dos pisos;
- Fundação adequada.

Com efeitos de dimensionamento as estruturas são classificadas como regulares e não regulares. Esta classificação tem implicações no projeto sísmico ao nível do modelo estrutural, do método de análise e do valor do coeficiente de comportamento.

Segundo o EC8 [24], as estruturas devem obedecer a estruturas de desempenho e critérios de conformidade. São definidos dois requisitos fundamentais:

1. Não ocorrência de colapso – a estrutura deve resistir à ação sísmica para a qual foi dimensionada sem colapsar;
2. Limitação de danos – a estrutura deve resistir a ações sísmicas mais prováveis do que aquela para a qual foi calculada, para além de não colapsar, não devem sofrer danos significativos que influenciem a utilização.

Para satisfazer os requisitos enunciados anteriormente, o estado limite último e o estado de limitação de danos devem ser verificados [28].

Os limites são estabelecidos de acordo com os seguintes níveis:

1. Dimensionamento da ação sísmica para o local da estrutura e prevenção de colapso de 10% de probabilidade de excedência, referência para uma utilização de 475 anos;
2. Limitação de danos sísmicos utiliza-se uma probabilidade de excedência de 10% e um período de retorno de 95 anos.

Relativamente aos métodos de análise de acordo com as características estruturais do edifício, poderá utilizar-se um dos dois seguintes métodos de análise elástica linear:

- a. Método de análise por forças laterais – em edifícios nos quais a resposta não seja afetada consideravelmente pelas contribuições dos modos de vibração mais elevados que o modo fundamental;
- b. Método de análise modal por espectro de resposta – em edifícios não abrangidos pelo método descrito anteriormente.

Pode ainda recorrer-se a métodos de análise não linear:

- a. Análise estática não linear (*pushover*);
- b. Análise (dinâmica) temporal não linear.

Em edifícios porticados ou com sistemas equivalentes todas as conexões entre elementos de betão armado devem verificar a seguinte condição, equação 1.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (1)$$

$M_{Rc}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes dos pilares ligados a um nó na direção considerada

$M_{Rb}$  – Soma dos valores de cálculo dos momentos resistentes das vigas ligadas a um nó na direção considerada.

Esta condição garante que as rótulas plásticas se formem primeiro nas vigas e só depois nas colunas.

O dimensionamento da estrutura deve estar diretamente relacionado com as classes de ductilidade dos elementos. O EC8 [24], ajuda neste processo com a definição de três características distintas de ductilidade, DCL (classe de ductilidade baixa), DCM (classe de ductilidade média), DCH (classe de ductilidade alta) [25].

## 2.6. PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO, LEGISLAÇÃO

Há três princípios para o dimensionamento sísmico de enchimentos de estruturas:

1. Estrutura isolada da parede de alvenaria, através de uma brecha de tamanho suficiente para permitir a livre deformação da estrutura.

Alguns regulamentos nacionais já abordam este tópico, tais como, o regulamento russo [26] ou o regulamento neozelandês [27]. As desvantagens relacionadas com este princípio estão associadas à proteção contra o fogo, o isolamento térmico e acústico. As vantagens são um melhor controlo estrutural, de rigidez, de falhas e de efeitos não desejáveis criados com a colocação irregular das paredes de enchimento;

2. Usar as características das paredes de enchimento para reduzir o custo de construção, melhorando o conforto e os comportamentos sísmico dos edifícios.

Os códigos relativos a este princípio, tal como o código europeu, recomendam alguns procedimentos para garantir corretas frequências naturais, rigidez e dimensionamento de cargas sísmicas, evitar as regularidades e ter em conta as aberturas;

3. O reforço obrigatório das paredes de alvenaria de enchimento é proposto no *International Building Code*.

São naturalmente permitidas paredes de alvenaria, mas o processo construtivo das mesmas assenta em algumas regras para melhorar a qualidade e permitir assegurar que as características para as quais foram dimensionadas se mantêm.

De acordo com o FEMA [28] as paredes de alvenaria de enchimento devem ser representadas por diagonais. Essas diagonais podem ser colocadas concetricamente nas diagonais ou excentricamente para avaliar os efeitos que as colunas sofrem. Este código especifica a resistência para as colunas e membros adjacentes às paredes. O esforço de corte deve ser limitado pela capacidade da coluna face aos momentos. Recomenda várias formas de análise das paredes de alvenaria para ambas as direções fora e dentro do plano.

O EC8 [24], especifica que o período da estrutura usado para avaliar a tensão na base, deve ser a média entre os períodos das estruturas sem paredes de enchimentos e das estruturas elásticas preenchidas.

As irregularidades dos enchimentos de alvenaria, quer irregularidades em planta, quer irregularidades em altura são abordadas no EC8 [24], através de algumas recomendações e técnicas de dimensionamento. Nas irregularidades em altura, caso não tenha sido usado o modelo rigoroso, os esforços sísmicos devem ser ampliados através de um coeficiente de majoração, equação 2.

$$\eta = \left(1 + \frac{\Delta V_{Rw}}{\sum V_{Ed}}\right) \quad (2)$$

Nesta expressão, equação 2, o  $\Delta V_{Rw}$  diz respeito à redução da resistência das paredes de alvenaria no piso, comparativamente com o piso com mais enchimentos localizados acima dele; o  $\sum V_{Ed}$  é a soma de todos os esforços transversos dos elementos sísmicos primários verticais do piso. Caso o resultado da expressão não for superior a 1.1 não é necessário aplicar este fator de majoração.

O requisito da limitação de danos é acompanhado com algumas limitações de controlo particularmente ao nível da limitação do deslocamento entre pisos, equação 3,4 e 5.

Elementos não estruturais frágeis e fixos à estrutura, equação 3:

$$d_r v \leq 0.005h \quad (3)$$

Elementos não estruturais dúcteis, equação 4:

$$d_r v \leq 0.0075h \quad (4)$$

Edifício com elementos não estruturais fixos, mas que permite livre deformações da estrutura ou edifícios sem elementos estruturais, equação 5:

$$d_r v \leq 0.010h \quad (5)$$

Nestas expressões o valor de  $d_r$  representa o deslocamento entre pisos. O  $h$  a altura entre pisos e o  $v$  é um coeficiente de redução que considera o mais baixo período de retorno da ação sísmica, uma vez que este cálculo está associado ao requisito de limitação de danos.

Os códigos da Colômbia, do Egipto e da Etiópia exigem uma resistência total às cargas laterais por parte das paredes de enchimento, o que só pode ser alcançado por disposições específicas em que as paredes estejam estruturalmente ligadas à estrutura de betão armado circundante. O código do Nepal tem considerações para paredes de alvenarias com aberturas, considerando apenas as paredes com mais de 90% da área bruta do painel. Também se referem três áreas para aberturas:

1. Zona restrita (4 áreas próximas nos cantos com 1/3 de altura e largura);
2. Abertura significativa (área média);
3. Área não significativa (ao lado de colunas e feixes).

Dentro da área significativa é necessário fortalecer a ligação parede e elementos de betão armado adjacentes.

## **2.7. CUSTOS DE REABILITAÇÃO SÍSMICA**

Um grande estudo dos custos pós-sismo foi possível após o sismo de abril de 2009 em L'Áquila. Este estudo, foi apoiado pelo governo italiano que canalizou recursos públicos tecnológicos e financeiros possibilitando assim o primeiro estudo em grande escala.

Foi supervisionado por uma competente equipa que analisou e controlou os projetos e os pedidos de orçamento detalhadamente.

A descrição detalhada da política de reconstrução, dos regulamentos e também um ponto de vista geral dos 5775 edifícios residenciais danificados estudados foi publicada por Di Ludovico em 2016.

Os edifícios estudados estão divididos em seis categorias, de A a F diretamente relacionados com a severidade dos danos. Na categoria A os edifícios com menor número de danos, na categoria F edifícios com maior número de danos.

Dos 5775 edifícios estudados há registo de 3546 edifícios da categoria B ou C, o que equivale a 62 % da amostra e 2211 edifícios da categoria E, os restantes 38%.

Na Tabela 2.1. estão sistematizados alguns dos dados recolhidos apenas de uma parcela de 44% da amostra, ou seja, 2529 edifícios.

Tabela 2.1. – Resumo da base de dados dos edifícios de betão armado de L'Áquila [29].

Cat.	Danos	Nº Edifícios	Custo Limite (€/m <sup>2</sup> )	Média Atual Custos Totais (€/m <sup>2</sup> )
<b>B</b>	Edifício habitável depois de arranjos rápidos (danos estruturais limitados e não estruturais severos).	1598	150 Fortalecimento de elementos estruturais e não estruturais.	217
<b>C</b>	Igual aos danos da categoria B, mas os dados estão limitados a uma porção do edifício.			
	Edifício não habitável (alto risco estrutural o não estrutural, alto risco externo ou geotécnico).	447	400 (ou 600 em casos específicos). Reforço entre 60% e 80% do NBS Italiano.	925
<b>E</b>	E-B (com alto risco não estrutural e ligeiros danos estruturais).	200	250 Fortalecimento local de membros estruturais e não estruturais críticos.	525
	Edem (demolição e reconstrução).	284	1680 Demolição e reconstrução.	≈1200

Na Tabela 2.1. introduz-se um conceito de custo limite que corresponde ao valor máximo do subsídio pago pelo governo para os trabalhos de reparação. O custo médio dos custos totais não inclui o valor do IVA, contudo engloba os encargos para a conceção e assistência técnica dos profissionais. No que diz respeito ao valor do NBS italiano é determinado de acordo com atual código sísmico italiano.

Para além das categorias de edifícios representadas na tabela existem outras: a categoria A (edifício habitável ligeiramente danificado), a categoria D (edifício necessita de inspeção devido a danos atípicos) e a categoria F (edifício inutilizável apenas a partir de risco externo).

É importante explicar que a categoria E se encontra subdividida tendo por base avaliações sísmicas detalhadas: E-B inclui os edifícios com alto risco não estrutural e danos estruturais ligeiros, já a categoria E<sub>dem</sub> inclui os edifícios que necessitam de ser demolidos devido a fragilidades estruturais perigosas, por último a categoria E<sub>high</sub> onde o custo de reconstrução está significativamente acima da média.

Nos custos totais incluem os custos de avaliação da capacidade sísmica, 12€/m<sup>2</sup> – subvenção máxima paga pelo governo os custos de eficiência energética, 130 €/m<sup>2</sup> – subvenção máxima paga pelo governo por metro quadrado de área bruta.

Os custos de L'Áquila uma vez que são estudados de forma diferente da definida no FEMA obrigam a um maior detalhe. Os custos reais de reparação de L'Áquila incluem:

- Demolição e remoção de resíduos;
- Intervenções de reparação;
- Obras de reparação de acabamentos;

- Testes às instalações;
- Custos de construção e segurança;
- Encargos de assistência técnica aos profissionais;
- Trabalhos técnicos para melhorias da saúde e higiene.

Com o objetivo de obter informações mais detalhadas quanto à distribuição dos custos recorre-se à análise específica de quatro casos de estudo, Tabela 2. 2.. Os edifícios selecionados para esse efeito são caracterizadores da base de dados de L'Áquila, apresentam por isso valores médios relativos aos custos, à geometria e aos detalhes estruturais. Dos quatro edifícios todos fazem parte da categoria E para permitir avaliar os custos dos danos estruturais, Fig. 2. 4..

Tabela 2.2. – Resumo das características e respetivos custos de reparação dos edifícios usados como casos de estudo (adaptado [29]).

ID	Ano Const.		Pisos	Área Total (m2)	Total (€)	Reparação (€)	Reforço Sísmico (€)	Testes (€)	Eficiência Energética (€)
12915	82-91	E-B	3	417	514	453	49,13	11,99	-
13915	82-91	E-B	4+(1)	719	839	396	352,91	9,92	79,8
14490	72-81	E <sub>dem</sub>	4	534	1227	-	-	10,65	-
16557	72-81	E <sub>hight</sub>	4	1090	1288	852	338,27	6,5	90,25

A Tabela 2.2. agrupa as características dos quatro edifícios selecionados, o ano de construção o número de pisos, a área total e os custos divididos em quatro categorias: reparação, reforço sísmico, testes e eficiência energética.





Fig. 2.3. – Casos de estudo [29].

Os quatro edifícios têm uma estrutura de betão armado e apresentam regularidade estrutural em planta e em altura.

Os casos foram diretamente estudados para se conseguir um ponto de vista geral das diferentes contribuições para o custo total, o reforço, a eficiência energética os ensaios *in situ*, o dimensionamento e a assistência técnica.

Tabela 2.3. – Resumo de custos de reconstrução (adaptado [29]).

Ações	Custos atuais (€)			
	E-B	E	E <sub>dem</sub>	E <sub>high</sub>
Danos de reparação	172296	197595	115045	203160
Reforço sísmico	7843	221959	241321	291941
Reparação da resistência	-	26092	128924	134960
Saúde e higiene	-	-	-	-
Eficiência energética	-	50561	36746	76283
Investigação estrutural e geotécnica	5000	7190	5610	7087
Investigações geológicas	-	5243	5243	13978
Dimensionamento e assistência técnica	29506	56629	105804	59048
Administração do edifício	-	10433	10569	19600
Trabalhos externos	-	-	-	238000
IVA	23915	63033	75479	110164
TOTAL	238560	638734	724740	1154223

Os dados da Tabela 2.3. não são totalmente corretos uma vez que diferentes categorias apresentam custos partilhados que foram introduzidos em ambas as categorias. A Tabela 2.4 apresenta com maior detalhe o custo por componente e retira a influência dos custos partilhados.

Tabela 2.4. – Resumos dos custos atuais de reconstrução [29].

		Custos atuais (€)			
	Componente	E-B	E	E <sub>dem</sub>	E <sub>high</sub>
B Casca	Viga-coluna (ligação)	-	2348,7	13792,4	-
	Parede de enchimento	41630,7	15477	20078,7	33172
	Janelas	13634,3	10409,9	3144,5	13153,9
	Paredes	1960,6	9086,8	-	3561,8
	Telhado e chaminé	1434,9	16259,3	825,9	19503,9
	Acabamentos paredes exteriores	-	18960,7	-	32467,4
C Interior	Divisórias	42156,8	13056,2	-	48102,6
	Escadas	1490,6	663,7	-	-
	Acabamentos Paredes interiores	-	14359,5	-	-
	Acesso piso elevado	44188,5	15813,5	3052,3	4996,6
	Iluminação	2665,3	1863,3	4078,7	-
D Serviços	Canalizações	89309	15128,8	13504,4	3598,8
	Equipamento sanitário	3249,8	2971	6986,9	667,3
	Sistema de drenagem das águas da chuva	1030,4	6621,2	137,6	-
	Sistema elétrico	9954,4	6074,1	5012,9	935,3
	Segurança e comunicação	2862,8	758,1	8459,5	-
	Trabalhos externos	-	14909	-	7115,8
Total Custos Reparação		175190	164760,7	79073,8	167245,3

Para a presente dissertação interessa contabilizar os gastos relativos às paredes de alvenaria e uma vez mais confirmar a importância do estudo das mesmas. Procedeu-se assim à divisão dos custos em apenas duas categorias, a primeira referente às paredes de alvenaria que engobam paredes divisórias interiores e exteriores e na outra categoria todos os restantes custos. Os resultados foram expressos na Fig. 2.5..

Com facilidade se verifica a importância das mesmas nos custos de reparação pós sismo. Verifica-se uma maior percentagem de participação nos custos em edifícios de categoria E-B (com elevados riscos não estruturais e ligeiros danos e estruturais) e na categoria E<sub>high</sub> (custo de reconstrução significativamente acima da média) esta percentagem assume um valor de aproximadamente 50% dos custos.

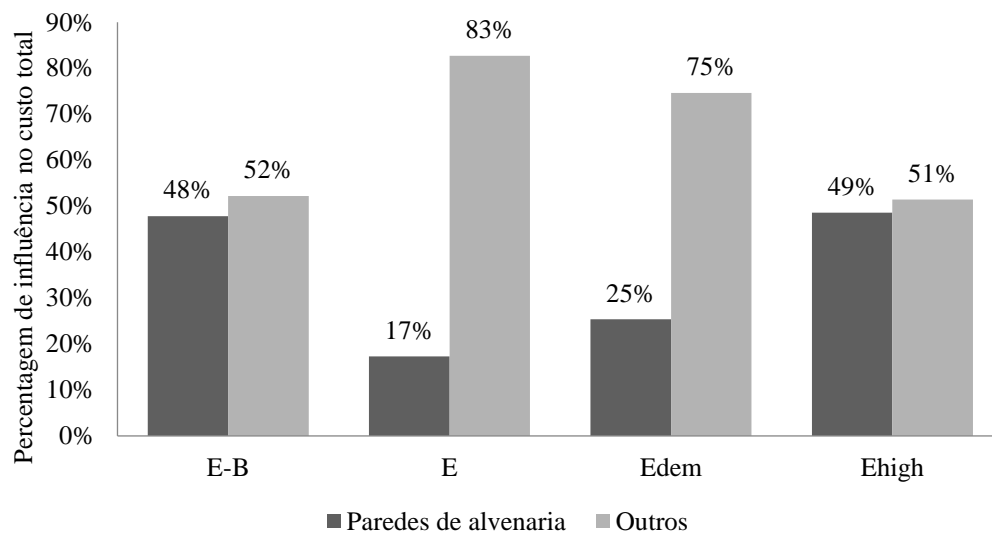


Fig. 2.4. – Parcela de custos relativos às alvenarias.



# 3

## **CARACTERÍSTICAS DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM PORTUGAL**

### **3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Os impactos de um sismo estão naturalmente associados às características dos edifícios e das infraestruturas existentes. Por esse motivo, é fulcral o estudo das características geométricas e estruturais dos mesmos, permitindo assim concluir quais as soluções estruturais que apresentam melhor resposta sísmica.

Apesar das alvenarias serem considerados elementos não estruturais, já se comprovou anteriormente que influenciam diretamente o comportamento dos edifícios perante a ação sísmica, por esse motivo é importante, procedermos à sua caracterização. Não menos importante, no subcapítulo 2.7. comprava-se a importância económica das alvenarias nos custos de reparação pós sismo.

Esta caracterização e o respetivo estudo foram já desenvolvidos pela Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por Furtado [19], Borges [15] e Raposo [30] sendo o presente trabalho uma continuação desses estudos. Este estudo tem inúmeros objetivos dos quais é possível salientar a elaboração de planos de reabilitação e reforço de edifícios bem como alterações ao nível da legislação [15].

Este capítulo foca-se numa breve análise do parque habitacional português justificativa da importância do estudo das paredes de alvenaria, uma análise dos dados recolhidos e uma reflexão acerca da sua contribuição para a já existente base de dados. Surge também como conclusão a identificação das características tipo para permitir a posterior a modelação de um edifício com essas mesmas características.

### **3.2. PARQUE HABITACIONAL NACIONAL**

O parque habitacional nacional sofre alterações naturais com o decorrer dos anos. Uma análise de caráter superficial e constata-se que existem construções centenárias e outras com apenas alguns dias, tipologias construtivas diversas e incomparáveis estados de conservação. Dada tal diversidade, a tarefa de caracterização do parque habitacional é extremamente complexa.

É importante referir que marcos históricos como guerras ou catástrofes naturais remetem para períodos de escassez de materiais, mas também para períodos de explosão tecnológica. Apesar das perdas de património são episódios positivos na evolução de sistemas construtivos.

De forma sintética e tendo em conta um importante marco histórico, sismo de 1755, é comum agrupar os edifícios em seis categorias distintas [31].

- Categoria 1: Edifícios com estrutura de alvenaria anteriores a 1755;
- Categoria 2: Edifícios com estrutura de alvenaria da época pombalina (1755 a 1880);
- Categoria 3: Edifícios com estrutura de alvenaria tipo “Gaioleiro” (1880 a 1930);
- Categoria 4: Edifícios com estrutura mista de alvenaria e betão (1930 a 1940);
- Categoria 5: Edifícios com estrutura mista de betão e alvenaria (1940 a 1960);
- Categoria 6: Edifícios de betão armado (1960 > 2000).
- Categoria 7: Edifícios recentes de betão armado (>2000)

O aparecimento do betão armado e o conhecimento das suas características e potencialidades impulsionou o desenvolvimento tecnológico, o que aumentou a qualidade construtiva [31].

Na elaboração do recenseamento geral da habitação em 2011 foram contabilizados 3 544 389 edifícios, este número abrange apenas edifícios de habitação [32].

Esta operação estatística recolhe, trata, avalia e analisa dados respeitantes a indivíduos, famílias, alojamentos e edifícios. Dos diversos parâmetros analisados destacam-se por interesse a esta dissertação os seguintes:

- Tipo de estrutura;
- Ano de construção;
- Número de pisos;
- Estado de Conservação.

No que diz respeito ao tipo de estrutura, analisando a Fig. 3.1., 50% dos edifícios habitacionais portugueses apresentam uma estrutura de betão armado. Apesar disso, o número de edifícios de alvenaria é também muito significativo, e são estes que apresentam uma grande vulnerabilidade sísmica e por isso o nosso alvo de estudo.

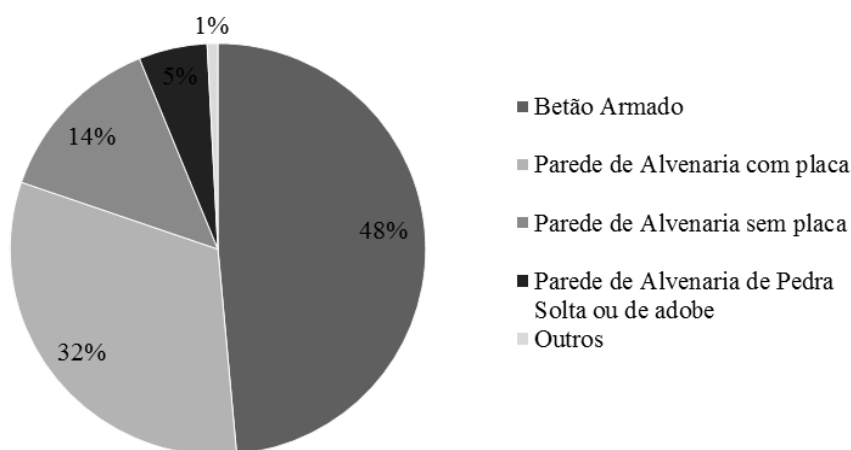


Fig. 3.1. – Percentagem dos edifícios por tipo de estrutura (Censos 2011).

Analisando agora o ano de construção dos edifícios habitacionais Fig. 3.2, do parque habitacional português usou-se dada a diversidade de valores um filtro. Como ano referência recorre-se ao ano de 1983, ano em que apareceu a primeira legislação sísmica, o RSA [33].

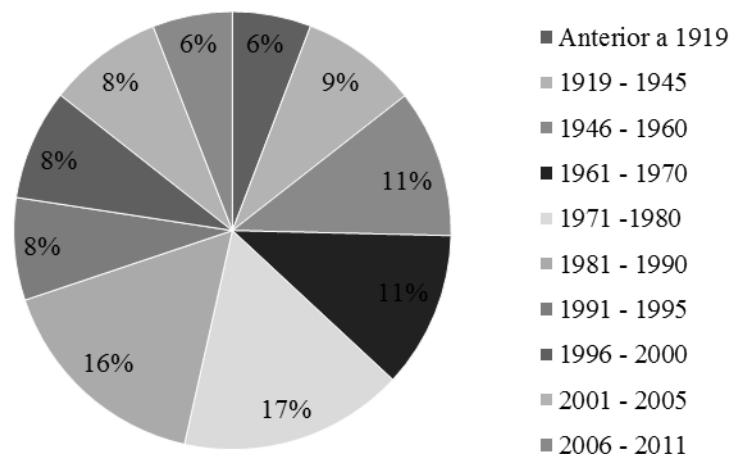


Fig. 3.2. – Ano de construção (Censos 2011).

Com a aplicação deste filtro constata-se que os números de edifícios com data de construção anterior a 1983 referem-se a cinquenta e três por cento do total dos edifícios habitacionais. Salienta-se que provavelmente todos estes edifícios foram dimensionados sem quaisquer normas de dimensionamento, o que nos leva a prever que em caso de um fenómeno sísmico as consequências serão catastróficas, Fig. 3.3..

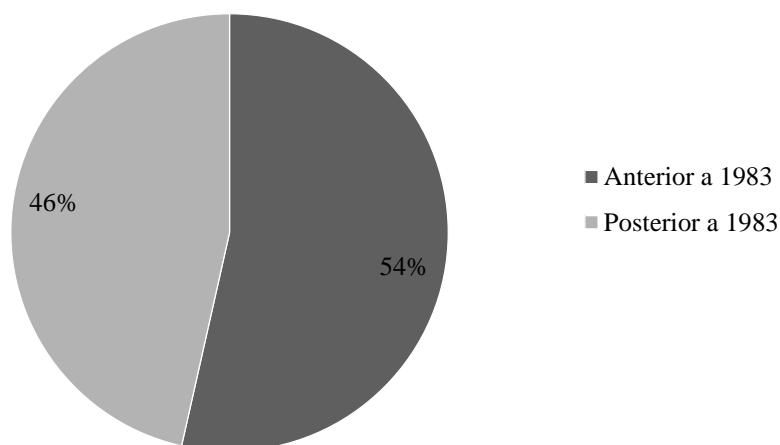


Fig. 3.3. – Ano de construção (Censos 2011).

Analisa-se ainda o número de pisos dos edifícios portugueses, importante parâmetro para a análise que se pretende fazer, Fig. 3.4.. Conclui-se assim que os edifícios em Portugal apresentam baixa altura. Nos grandes centros urbanos como Porto e Lisboa a realidade é diferente e os edifícios com vários pisos predominam.

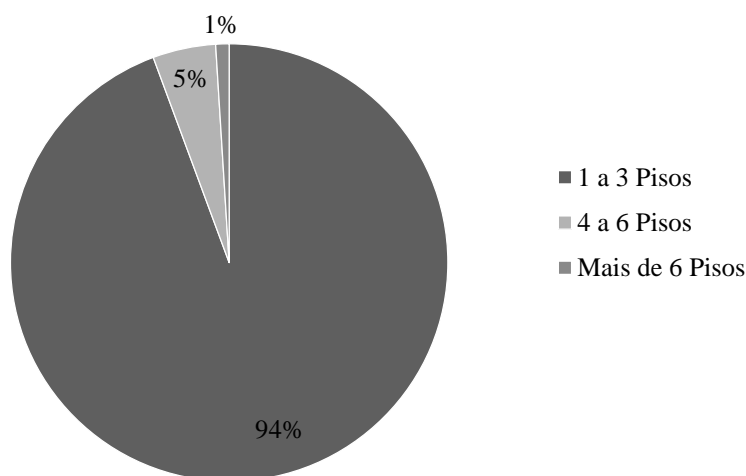


Fig. 3.4. - Número de Pisos (Censos 2011).

Relativamente ao estado de conservação dos edifícios 1,67% apresentam-se muito degradados e 27,3% necessitam de reparações. Estes resultados provenientes do recenseamento geral de 2011 são considerados positivos e reflexo da boa dinâmica construtiva dos últimos anos.

### 3.3. BASE DE DADOS

#### 3.3.1. ORGANIZAÇÃO

A base de dados encontra-se dividida em 4 componentes, a primeira referente às características gerais, a segunda relativa às paredes de alvenaria e a terceira e a quarta resumem as características geométricas e quantidades de armadura de pilares e vigas respetivamente.

Na categoria das características gerais recolhe-se informações relativas ao ano de construção, número de pisos e respetivo pé direito, localidade, tipo armadura, classe de betão, espessura da laje, área de piso e de fachada, número e dimensões de pórtico por fachada, Fig. 3.5. a).

Na segunda página, Fig. 3.5. b), as paredes de alvenaria são estudadas com a recolha dos seguintes parâmetros: dimensão das aberturas, a tipologia das paredes (caracterizadas por dimensões de a até m) e por fim uma breve análise com o cálculo das percentagens de abertura de altura e de largura da parede. Neste estudo apenas foram analisadas as paredes de fachada dos edifícios.



Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS				
	Nome/nº do Projeto				
	Projeto 1 - 2015087				
	Localidade				
	Lisboa				
	Ano				
	2015				
	Nº de pisos (incluindo R/C)				
	9				
	CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAIS				
Alçado Tipo	Classe do Betão				
	C30/37				
	Tipo de Armadura				
	A500NR A500EL				
	Tipo de laje				
	LM				
	Altura das lajes (cm)				
	25				
Alçado Tipo	Altura do piso Rés-do-chão (m)				
	3,55				
	Altura do piso "tipo" (m)				
	2,8				
	CARACTERÍSTICAS DA ENVOLVENTE				
	Área da fachada				
	50,4	50,4	64,4	64,4	
	Comprimento da Fachada				
	18	18	23	23	
Alçado Tipo	Área Piso Tipo				
	1069,65				
	Nº de vãos				
	3	3	3	4	
	Vão médio da fachada				
	5,8	5,3	7,6	5,8	
	Vão máximo da fachada				
	8,3	7,65	9	6,96	

a)

Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS				
	Nome/nº do Projeto				
	Projeto 2 - 2011004				
	Ano				
	2011				
	altura piso (m)				
	2,66				
	Nº de pisos (incluindo R/C)				
	4				
	CARACTERÍSTICAS DAS PAREDES				
PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO (Fachada)	Dimensão total das aberturas (em planta)				
	9,4				
	nº total de aberturas				
	2				
	Tipologia da parede				
	3	0	0	0	
	Nº Pórticos do tipo				
	2	2	2	2	
	Vão do pórtico				
	6,53	3,36	3,59	4,66	
	Dimensões				
	a	0,8	0	0	0
	b	4,7	0	0	0
	c	0,8	0	0	0
	d	0	0	0	0
	e	2,66	0	0	0
	f	0	0	0	0
	g	0	0	0	0
	h	0	0	0	0
	i	0	0	0	0
	j	0	0	0	0
	k	0	0	0	0
	l	0	0	0	0
	m	0	0	0	0
	% de largura				
	72%	0%	0%	0%	
	% de altura				
	95%	0%	0%	0%	
	% de abertura				
	68%	0%	0%	0%	
	Área Fachada do piso tipo				
	102,9				
	Área aberturas no piso				
	25,00				
	% de abertura na fachada				
	24%				

b)

Fig. 3.5. – Template base de dados: a) características gerais, b) características paredes.

Na terceira componente, Fig. 3.6.a), recolheram-se as dimensões dos pilares e respetivas armaduras, longitudinais e transversais. Na quarta página, Fig. 3.7. tal como na página anterior recolhe-se informações da forma e armadura das vigas. Relativamente a pilares e vigas foram recolhidos dados apenas dos que interagem diretamente com as paredes de fachada.

Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS				
	Nome/nº do Projeto				
	Projeto 1 - 2015087				
	Ano				
	2015				
	Nº de pisos (incluindo R/C)				
	9				
	Secção dos pilares				
	base (cm)				
	70	50		40	
Pilares Tipo	altura (cm)				
	25	25		25	
	Armadura dos pilares				
	nº de varões				
	16	4	8	4	6
	φ (mm)				
	20	20	16	20	16
	Área das armaduras dos pilares (cm <sup>2</sup> )				
	50,26548	28,65133		24,63009	
Pilares Tipo	% de armadura nos pilares				
	2,9%	2,3%		2,5%	
	Estribos Pilares				
	8/0,25	8/0,25		8/0,25	

a)

Edifício	CARACTERÍSTICAS GERAIS				
	Nome/nº do Projeto				
	Projeto 1 - 2015087				
	Ano				
	2015				
	Nº de pisos (incluindo R/C)				
	9				
	Secção das Vigas				
	Base das vigas (cm)				
	30		25		25
Vigas Tipo	Altura das vigas (cm)				
	48		48		83
	Armadura superior vigas a meio vão				
	nº de varões				
	4		4		5
	φ (mm)				
	25		25		25
	Armadura superior vigas no apoio esq.				
	nº de varões				
	φ (mm)				
	Armadura superior vigas no apoio dir.				
	nº de varões				
	φ (mm)				
	Armadura inferior das vigas a meio vão				
	nº de varões				
	2	2	2	1	3
	φ (mm)				
	25	20	25	20	25
	Armadura inferior das vigas apoio esquerdo				
	nº de varões				
	φ (mm)				
	Armadura inferior das vigas apoio direito				
	nº de varões				
	φ (mm)				
	Área das armaduras das vigas a meio vão (cm <sup>2</sup> )				
	35,73562		35,73562		39,26991
	Área das armaduras das vigas apoio esq. (cm <sup>2</sup> )				
	Área das armaduras das vigas apoio dir. (cm <sup>2</sup> )				
	% de armadura nas vigas meio vão				
	2,48%		2,98%		1,89%
	% de armadura nas vigas apoio esq.				
	% de armadura nas vigas apoio dir.				
	Estribos Vigas				
	8/0,2		8/0,2		8/0,2

b)

Fig. 3.6. – Template base de dados a) pilares, b) vigas.

Relativamente às paredes de alvenaria de enchimento organizam-se em 19 tipologias diferentes de acordo com o número de aberturas e a sua localização na parede. A Fig. 3.7., explica a que dimensão da parede ou da abertura correspondem as letras a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, k, l e m existentes na imagem do *template* da base de dados.

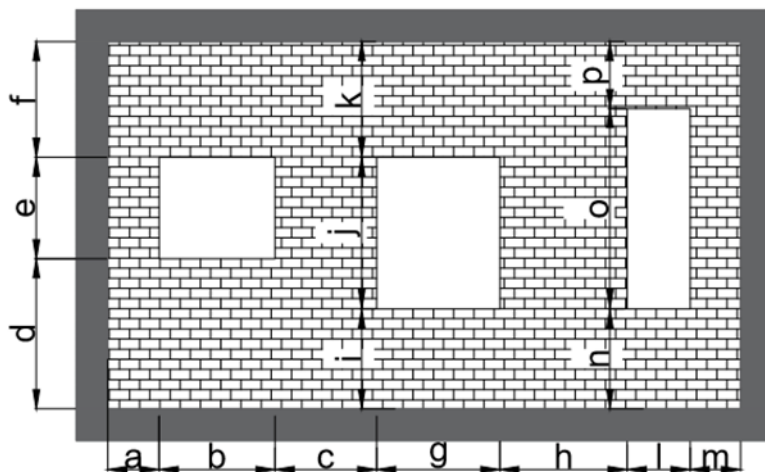


Fig. 3.7. – Dimensões da parede de alvenaria.

A letra a é a distância entre o elemento estrutural vertical e a primeira abertura, a letra b a largura da primeira abertura, a letra c a distância entre a primeira e a segunda abertura ou, caso não existam mais aberturas, a distância entre a primeira abertura e o elemento estrutural vertical à sua direita, a letra d a distância entre o elemento estrutural horizontal inferior e a primeira abertura, a letra e a altura da primeira abertura, a letra f a distância entre o elemento horizontal superior e a primeira abertura, a letra g a largura da segunda abertura, a letra h a distância entre a segunda e a terceira abertura ou caso existam apenas duas aberturas a distância entre a segunda abertura e o elemento estrutural vertical à direita, a letra i a distância entre o elemento estrutural horizontal inferior e a segunda abertura, a letra j a altura da segunda abertura, a letra k a distância entre o elemento horizontal superior e a segunda abertura, a letra l a largura da terceira abertura, a letra m a distância entre a terceira abertura e o elemento estrutural vertical à direita, a letra n a distância entre o elemento estrutural horizontal inferior e a terceira abertura, a letra o a altura da terceira abertura e a letra p a distância entre a terceira abertura e o elemento estrutural horizontal superior.

Apresenta-se em seguida, Fig. 3.8., um esquema representativo das 19 tipologias, definidas para este estudo de acordo com as paredes encontradas nos edifícios analisados.

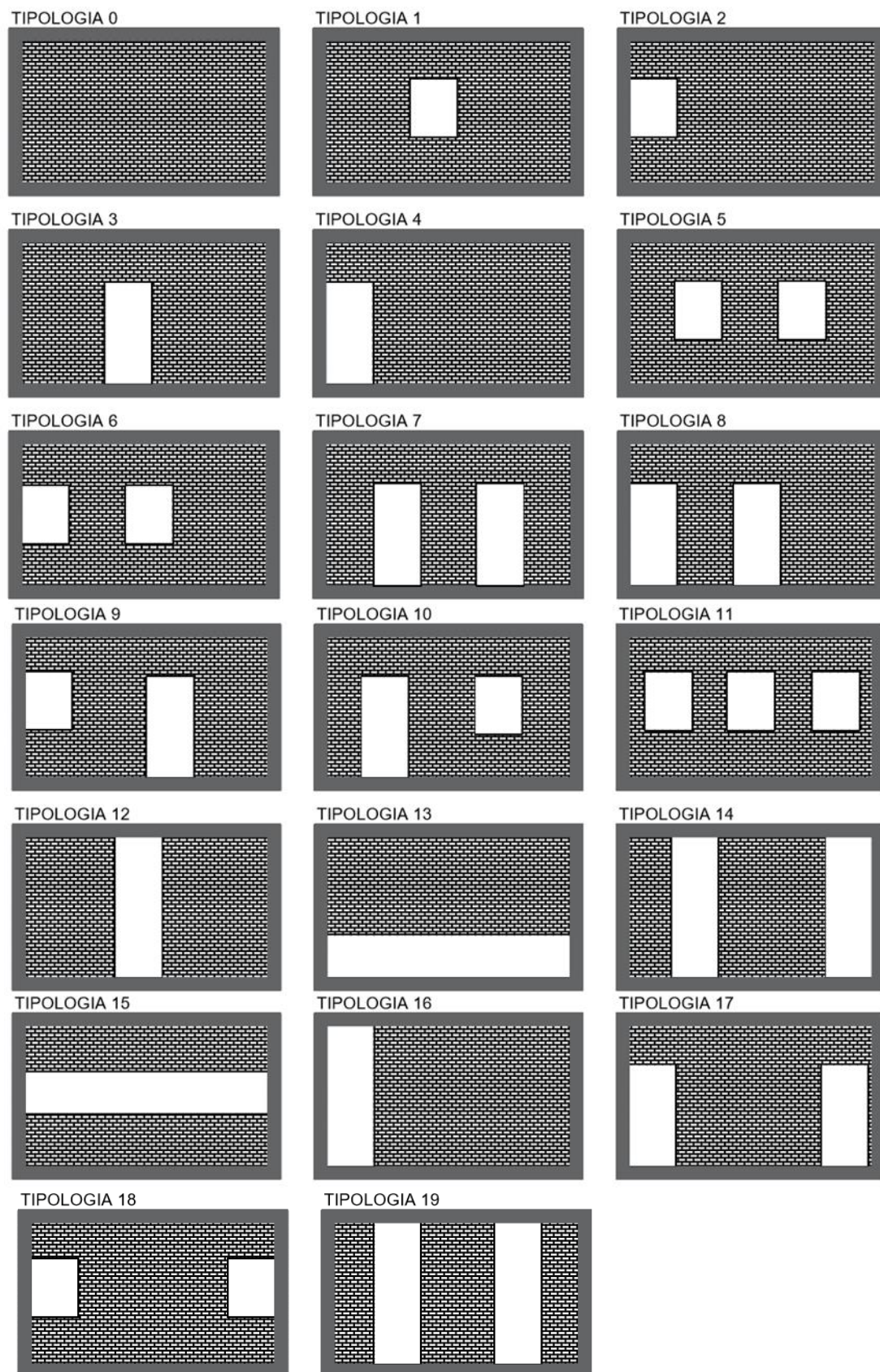


Fig. 3.8. – Tipologias consideradas.

### 3.3.2. ANÁLISE DE RESULTADOS GERAIS

Recolheram-se dados relativos a 27 edifícios, 240 pilares, 130 vigas e 500 paredes de alvenaria.

No que diz respeito ao ano de construção, a presente amostra de resultados assume valores entre 1991 e 2016. Na Fig. 3.9. foram definidos intervalos de 5 anos para facilitar a análise de resultados. Da análise gráfica é importante referir dois aspetos: no intervalo de anos de 2005 a 2010 foram construídos cerca de 40% dos 27 edifícios analisados, após esse período há um considerável decréscimo possivelmente justificado pelo desenvolvimento de técnicas construtivas e aparecimento de novos materiais.

Estes resultados não podem ser comparados com o panorama nacional, uma vez que são influenciados pelo período de vida da empresa e respetiva localização.

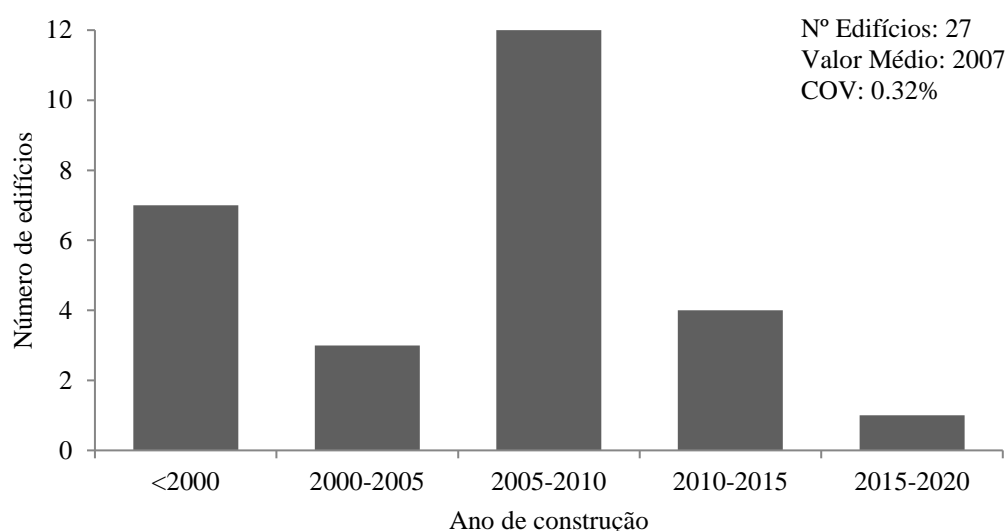


Fig. 3.9. – Ano de construção dos edifícios.

Relativamente ao número de pisos, Fig. 3.10, predomina a classe dos edifícios com 3 pisos, 30% do total de edifícios, essa classe é seguida das classes dos 4 e dos 7 pisos com 25% e 20% da amostra de resultados respetivamente.

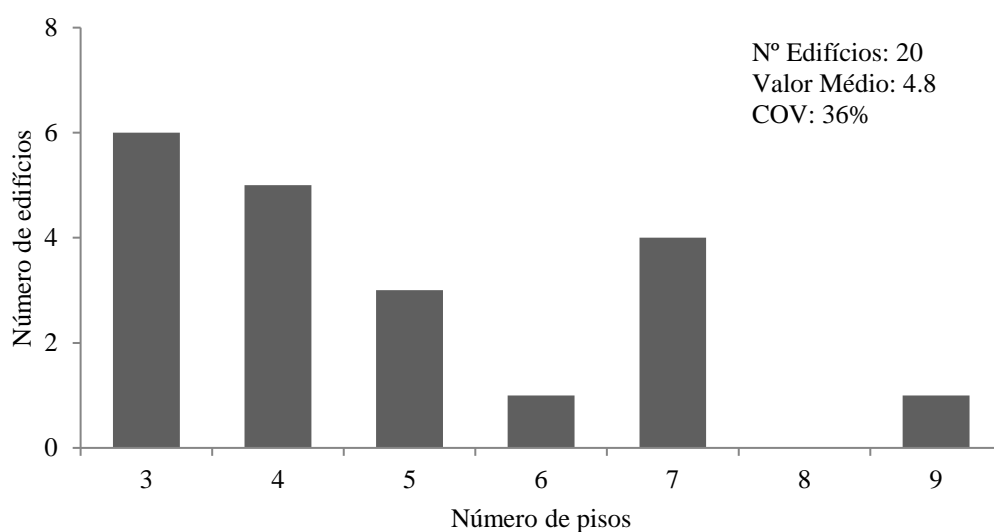


Fig. 3.10. – Número de pisos.

Foram contabilizados edifícios entre os 3 e os 9 pisos, o número médio de pisos é 4. Estes valores são superiores à média nacional referida no subcapítulo 3.2. provavelmente dada a localização dos edifícios analisados, zonas citadinas.

Em Portugal é comum o uso do rés-do-chão dos edifícios para fins comerciais, por esse motivo, são inúmeros os casos em que existem diferentes alturas de rés-do-chão e pisos superiores [19]. A altura do rés-do-chão dos edifícios analisados assume valores entre 2,5m e 3,7m sendo a classe dos 3m de altura a classe predominante, 25% do total de 30 edifícios, Fig. 3.11..

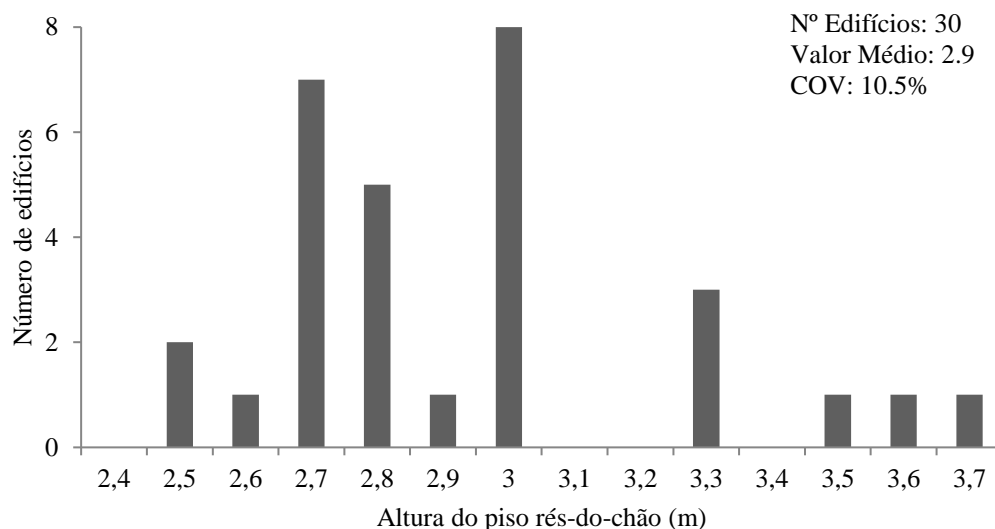


Fig. 3.11. – Altura do rés-do-chão.

A altura do piso tipo, Fig. 3.12., assume um valor médio de 2,6m com um desvio padrão de 0,145. A altura predominante é dos 2,7m com cerca de 40% dos 30 edifícios analisados. Confrontando estes resultados com os da altura do rés-do-chão destaca-se o facto de a altura do piso tipo ser inferior à do rés-do-chão, como já foi referido anteriormente esta irregularidade pode conduzir a mecanismos de rotura, nomeadamente o mecanismo *soft-storey*.

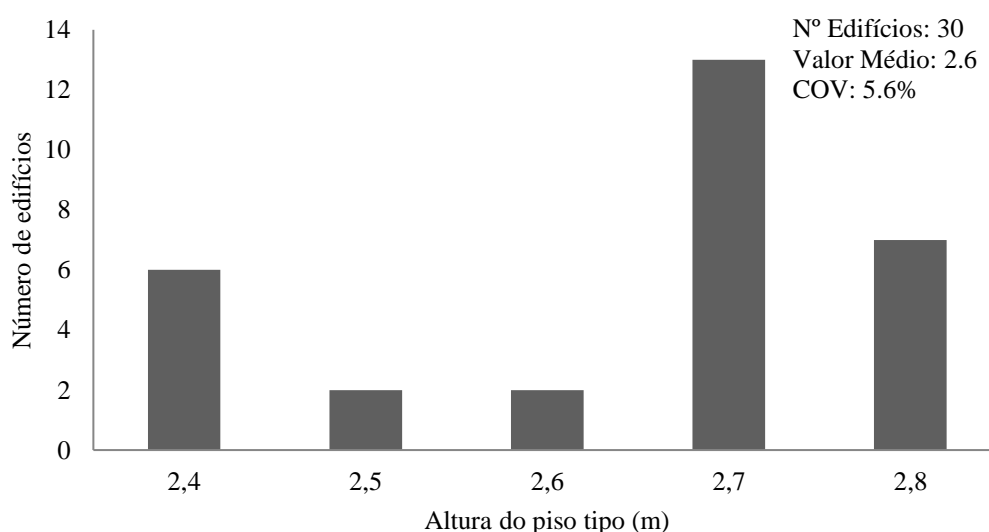


Fig. 3.12. – Altura do piso tipo (m).

Com os valores referentes à altura do rés-do-chão e à altura do piso tipo procedeu-se ao cálculo do rácio entre estas duas grandezas, o resultado está sistematizado na Fig. 3.13.. O valor mínimo obtido para o este rácio é 1 o que nos permite concluir a inexistência de edifícios com altura do rés-do-chão inferior à do piso tipo. O rácio de valor 1 engloba aproximadamente 30% dos 30 edifícios analisados, cerca de 50% dos edifícios apresentam um rácio igual ou superior a 50%, mais uma vez se confirma o atestado anteriormente relativamente à altura de pisos.

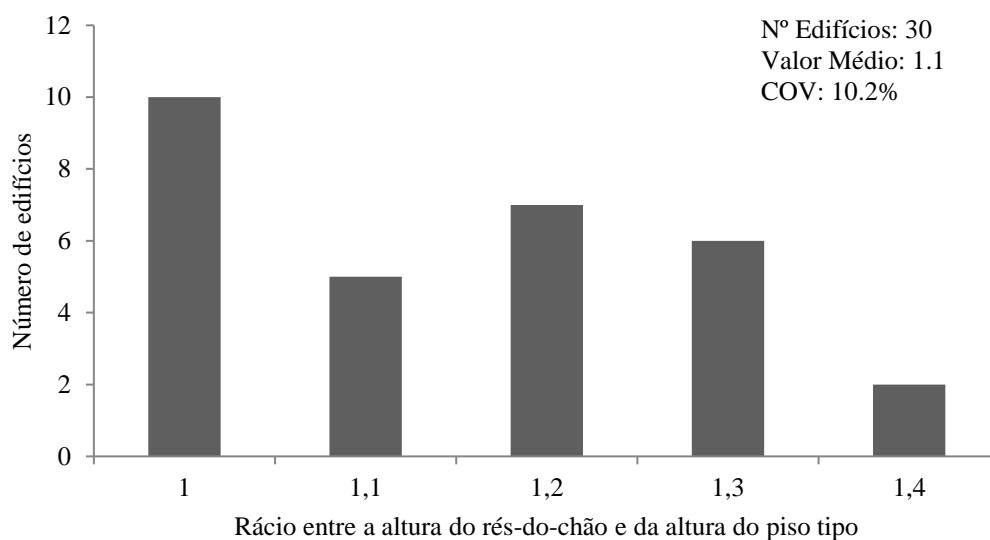


Fig. 3.13. – Rácio entre a altura do rés-do-chão e da altura do piso tipo.

A Fig. 3.14., agrupa os resultados obtidos para a área do piso tipo, esta área tem como valor médio  $487\text{m}^2$ . Os edifícios com menos de  $460\text{m}^2$  assumem uma parcela de 50% da amostra recolhida. Para este parâmetro o coeficiente de variação é elevado o que indica uma grande dispersão de resultados.

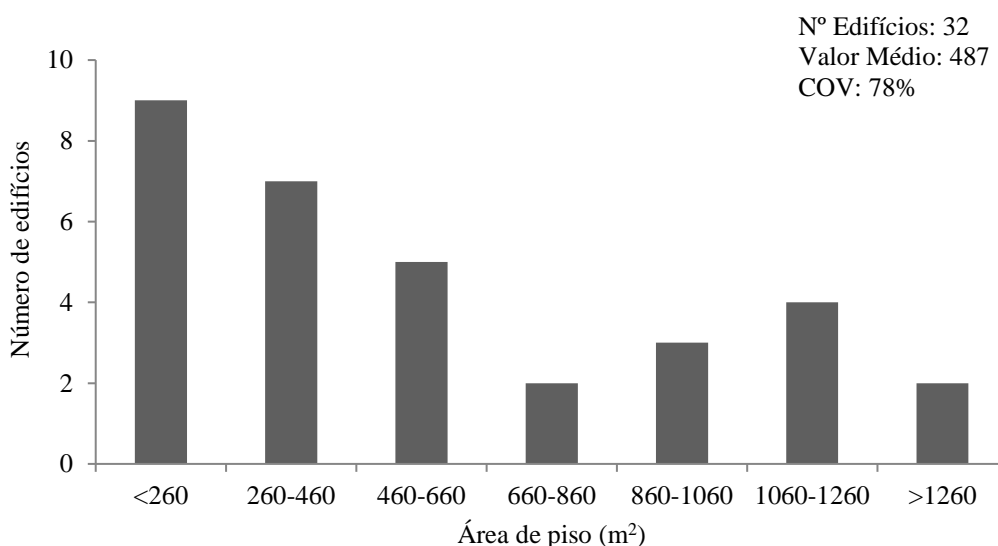


Fig. 3.14. – Área de piso ( $\text{m}^2$ ).

### 3.3.3. ANÁLISE DE RESULTADOS CARATERÍSTICAS DOS MATERIAIS

A classe dos materiais é o assunto abordado em seguida. A vulnerabilidade sísmica dos edifícios está intimamente ligada com as características dos sistemas construtivos e com a classe dos materiais usados. A classe de aço utilizada é fucral na resistencia à ação sísmica, particularmente a capacidade de após atingir a tensão de cedência, ainda ser capaz de sofrer grandes deformações, sem perder a capacidade de carga.

A classe de betão, Fig. 3.15. a), usada em 50% da amostra é o betão C25/30. A classe de aço predominante é a A500NR, Fig. 3.15.b).

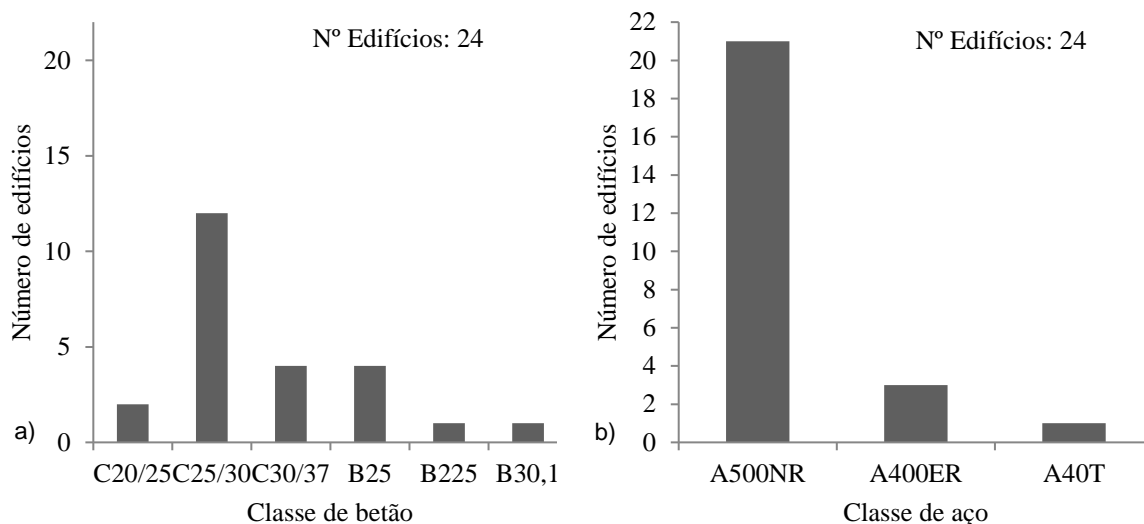


Fig. 3.15. – Classe dos materiais: a) betão, b) aço.

### 3.3.4. ANÁLISE DE RESULTADOS ELEMENTOS DE BETÃO ARMADO

Na categoria do tipo de lajes a classe dominante é a das lajes aligeiradas particularmente as que apresentam 25cm de espessura, representam cerca de 30% da amostra. Nas lajes maciças as espessuras mais comuns são de 20cm e 25cm que em conjunto representam 25% dos edifícios estudados, Fig. 3.16..

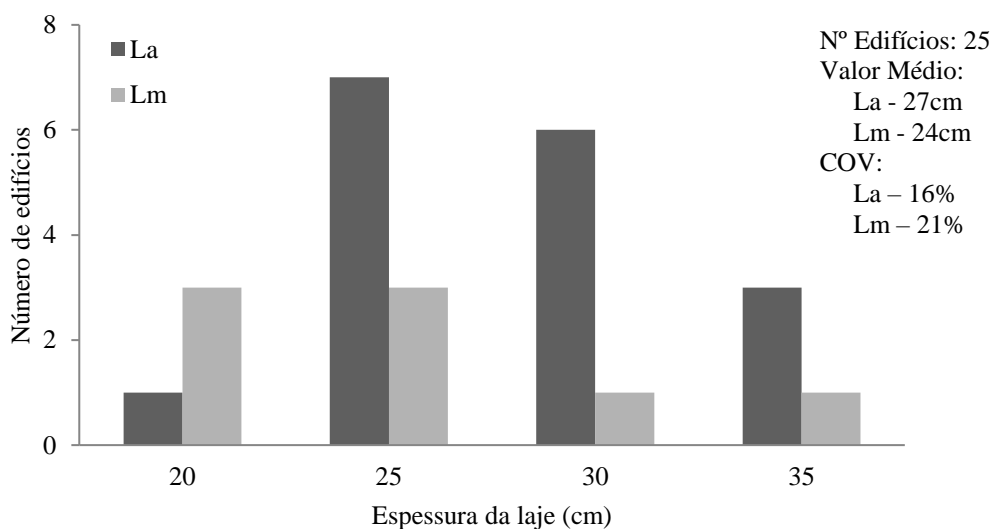


Fig. 3.16. – Espessura e tipo de laje.

A dimensão da base dos pilares associados às paredes de fachada, em 50% dos pilares analisados a dimensão da base é de 30cm. Em relação à altura os 30cm de altura representam 30% da amostra e representam a categoria predominante Fig. 3.17..

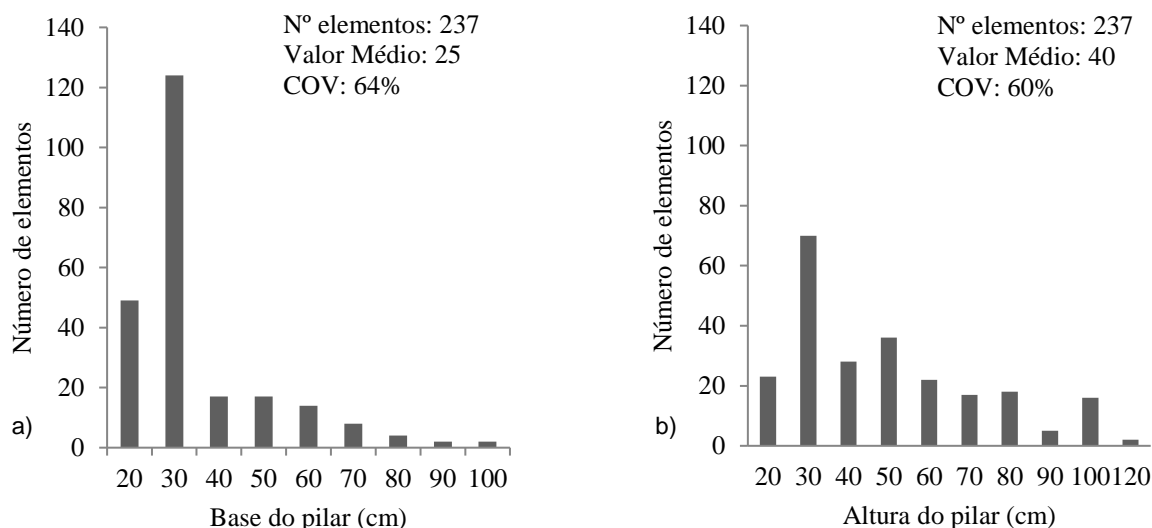


Fig. 3.17. – Dimensões dos pilares: a) base, b) altura.

A Fig. 3.18., representa o rácio entre a base e a altura do pilar, conclui-se que em 74 % dos edifícios a base do pilar é menor ou igual à altura, rácio menor ou igual a 1. A classe dominante é a dos 0,5 o que significa que na maioria dos elementos estruturais verticais analisados a altura é o dobro da base.

Nesta análise é importante reconhecer o elevado valor do coeficiente de variação obtido, comprova-se a não homogeneidade da amostra.

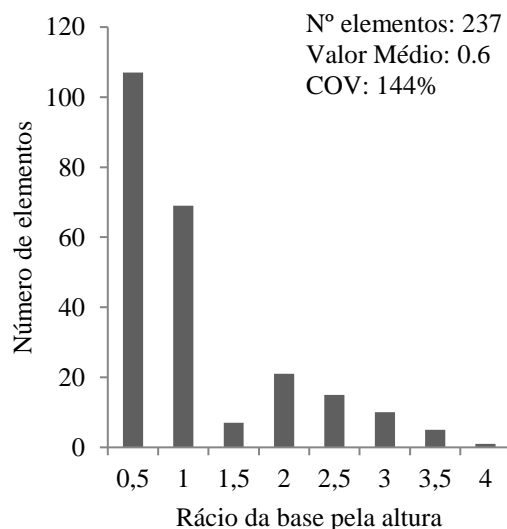


Fig. 3.18. – Rácio das dimensões do pilar.

Em primeiro lugar apresentam-se os resultados recolhidos para a dimensão das vigas, Fig. 3.19.. Para as vigas calcula-se, tal como nos pilares, o rácio entre a base e a altura para facilitar a análise das duas componentes, Fig. 3.20..



A dimensão da base da viga, Fig. 3.19.a), tem um valor médio de 25cm enquanto que a altura da viga, Fig. 3.19.b), tem um valor médio de 50cm. O rácio entre as duas grandezas é menor ou igual a um na maioria dos casos, especificamente em 96% dos elementos, Fig. 3.20..

Conclui-se então que as vigas estudadas apresentam, maioritariamente uma altura maior que a base e o rácio de 0,6 foi o valor mais observado, 59 elementos.

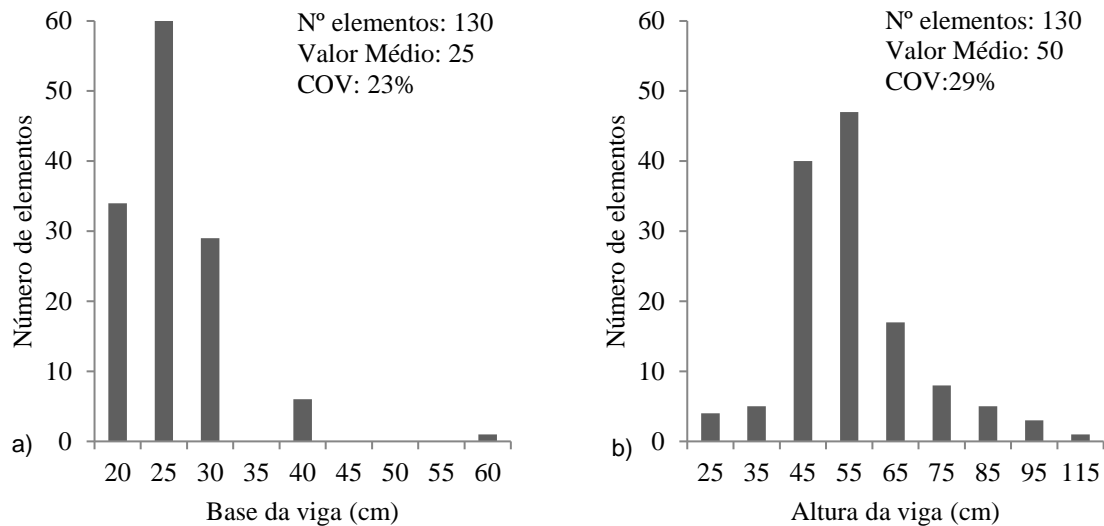


Fig. 3.19. – Dimensões das vigas: a) base, b) altura.

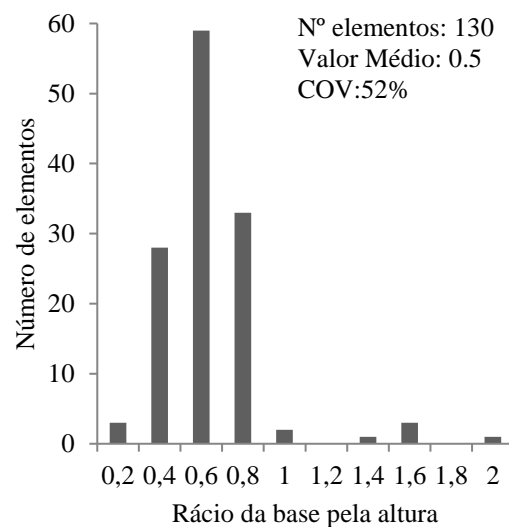


Fig. 3.20. – Rácio das dimensões da viga.

Analizadas as características geométricas dos elementos de betão armado procede-se à análise das quantidades de armadura nos elementos estruturais.

Nos pilares a percentagem de 1% de armadura longitudinal reúne o maior número de elementos, 40% do número total de elementos. A percentagem da armadura longitudinal assume um valor médio de 1,1%, dado o valor do coeficiente de variação é possível concluir que se trata de uma amostra de resultados pouco homogênea apesar da existência de uma classe dominante, Fig. 3.21..

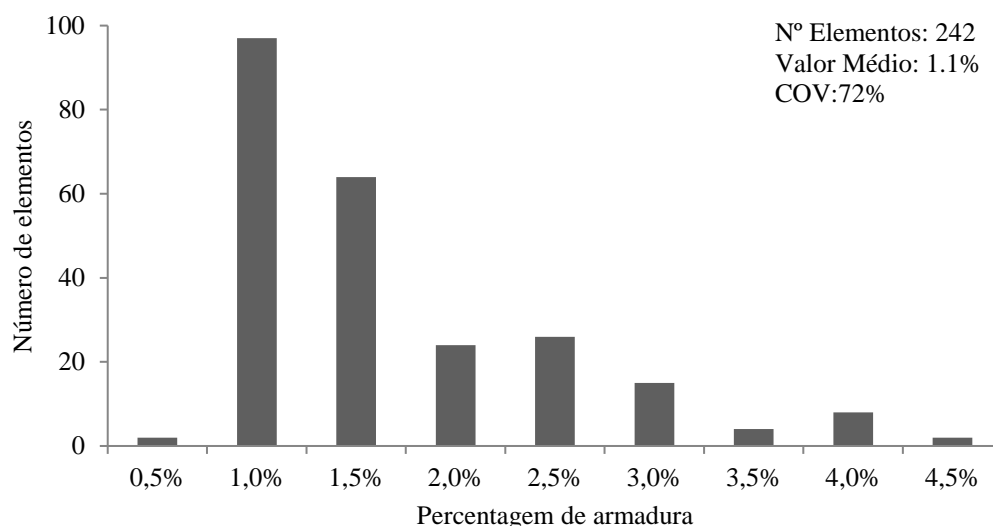


Fig. 3.21. – Armadura longitudinal nos pilares.

A armadura transversal mais frequente é o varão de diâmetro 6mm espaçado de 15cm, Fig.3.22..

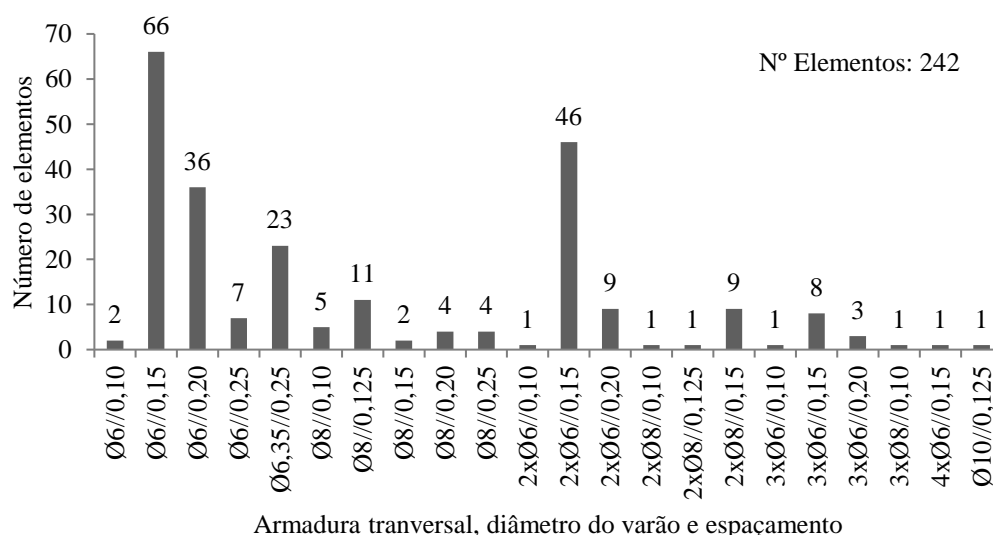


Fig. 3.22. – Armadura transversal nos pilares.

Segue-se a análise relativa às quantidades de armadura nas vigas, longitudinal e transversal. Relativamente à armadura longitudinal nas vigas, foram recolhidas, sempre que possível, as quantidades de armadura nos apoios e a meio vão. Os valores médios para a quantidade de armadura a meio vão, no apoio direito e no apoio esquerdo são 0.67%, 0.62% e 0.72% respetivamente, Fig. 3.23. e Fig. 3.24..

Os elementos analisados para o meio vão são superiores aos elementos analisados nos apoios, justifica-se tal facto com a inexistência de pormenores de armaduras nos projetos estudados.

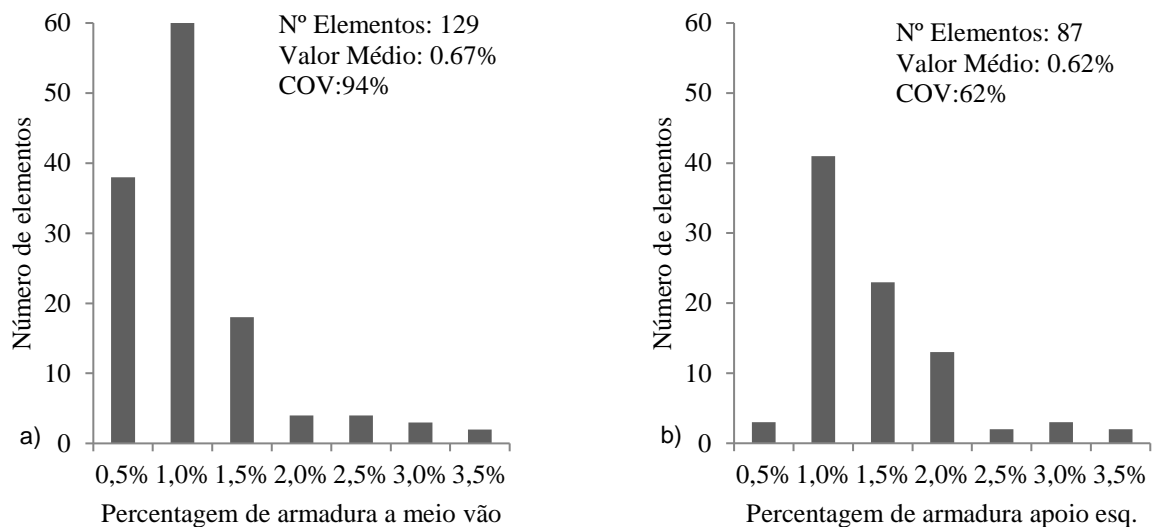


Fig. 3.23. – Percentagem amadura longitudinal nas vigas: a) meio vão, b) apoio esquerdo.

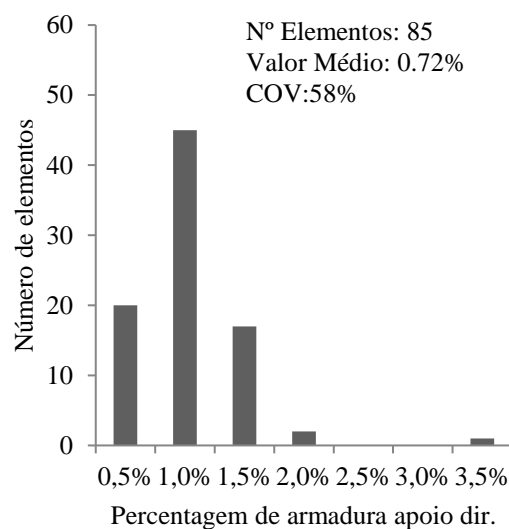


Fig. 3.24. – Percentagem de armadura longitudinal nas vidas, apoio direito.

Os estribos, armadura transversal, também desempenham uma função importante de resistência da viga particularmente para o esforço transversal.

Nesta amostra de resultados predomina uma armadura transversal com diâmetro de 8cm espaçada de 15cm, Fig. 3.25..

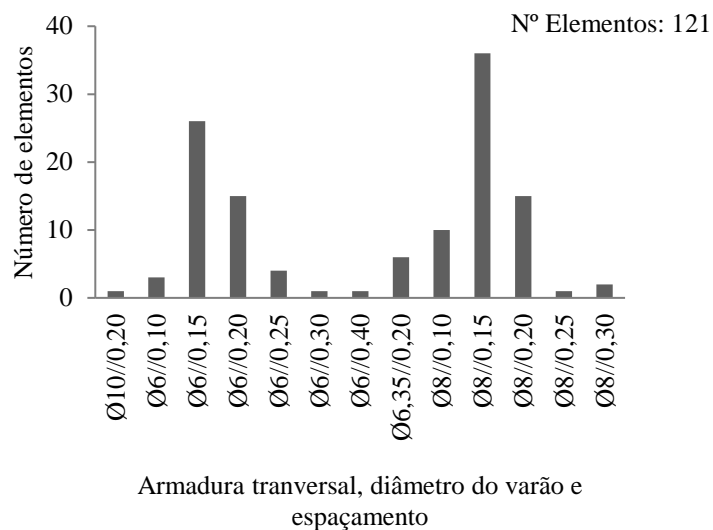


Fig. 3.25. – Armadura transversal nas vigas.

### 3.3.5. ANÁLISE DE RESULTADOS, ALVENARIAS

Começa-se a análise relativa às paredes de alvenaria de enchimento com o estudo das dimensões dos pórticos da fachada, Fig. 3.26. e Fig. 3.27..

Das 82 fachadas em análise, quanto ao número de vãos os resultados são pouco homogêneos, da análise gráfica é inevitável que não se saliente a categoria dos 3 vãos, que agrupa 35% das 82 fachadas.

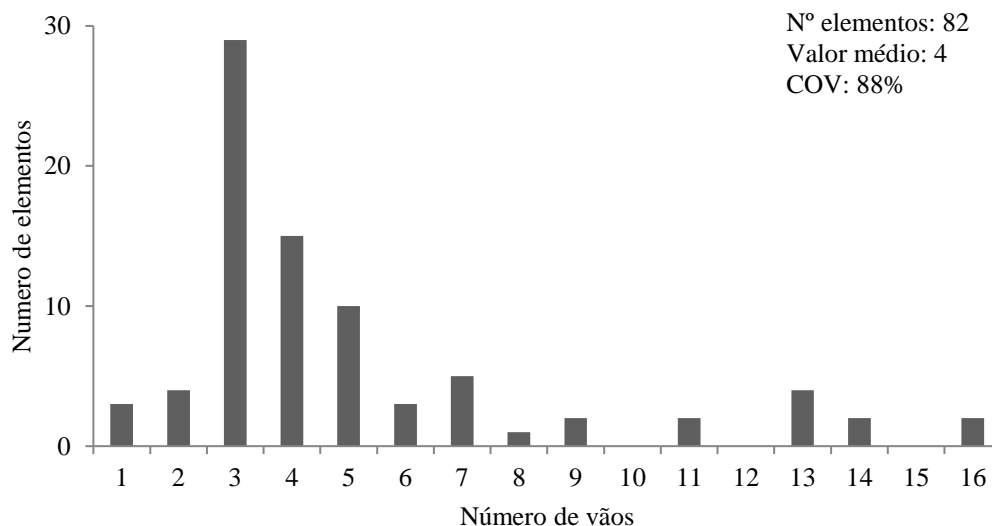


Fig. 3.26. – Número de vãos da fachada.

Relativamente às dimensões dos vãos de fachada, opta-se por apresentar o vão máximo e o vão médio de cada fachada de edifício. Para ambos os vãos a amostra pode ser considerada homogênea, os valores médios para o vão médio e para o vão máximo são 4.9m e 6.3m respetivamente.

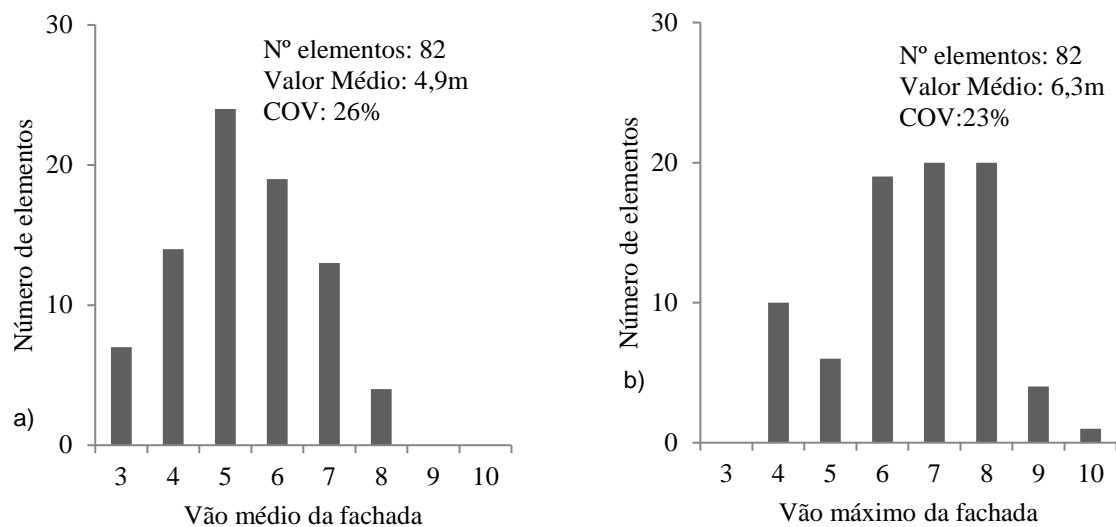


Fig. 3.27. – Dimensão do vão: a) vão médio, b) vão máximo.

Relacionou-se os valores obtidos para o vão médio com as variáveis altura de piso e área de piso, contudo não se verificou qualquer tendência.

Analisa-se agora a influência das aberturas nas dimensões dos pórticos de fachada, Fig. 3.28. e Fig. 3.29..

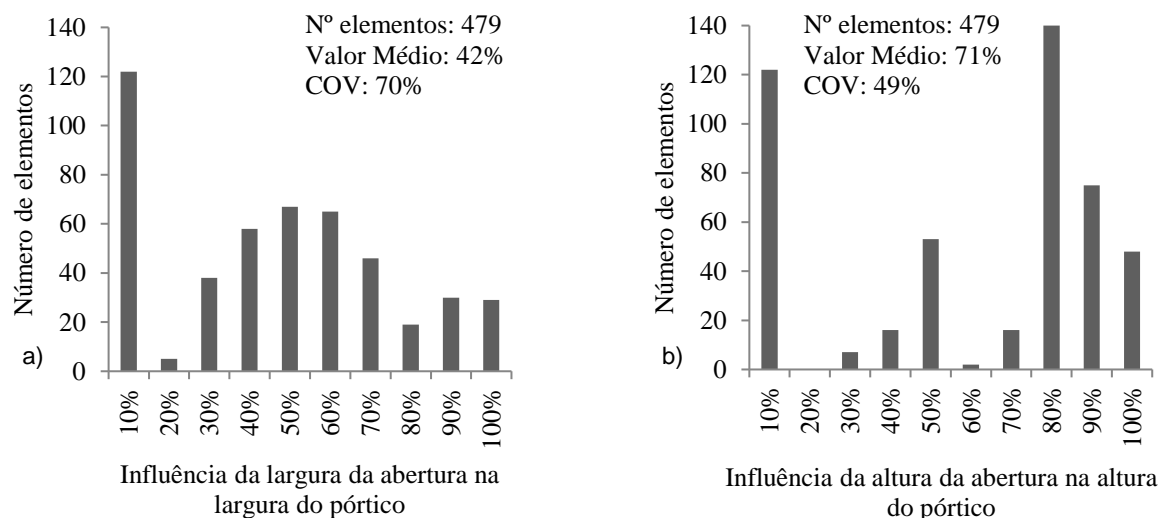


Fig. 3.28. – Influência das dimensões da abertura no pórtico: a) largura, b) altura.

A elevada percentagem na primeira categoria, dos 0 aos 10%, justifica-se pela predominância de paredes de tipologia 0, particularmente em edifícios praticamente “colados” nos edifícios vizinhos nos quais duas das suas fachadas não apresentam aberturas.

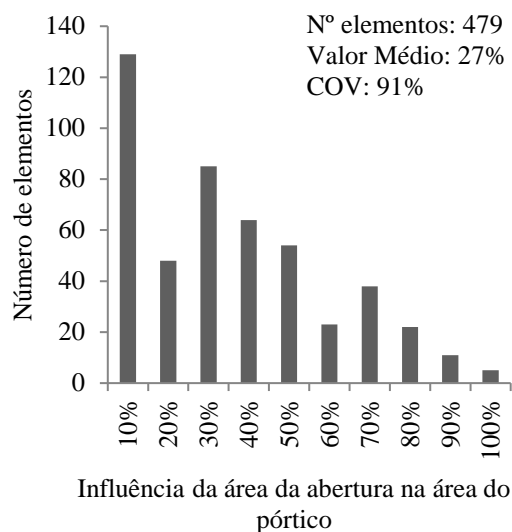


Fig. 3.29. – Influência da área de abertura na área do pórtico.

Relativo à primeira classe, a dos 10%, agrupa o maior número de elementos justifica-se pelo mesmo motivo da Fig. 3.30..

Os resultados da influencia da altura da largura e da área da abertura fazem parte de amostras muito dispersas. Os três parâmetros referidos apresentam os seguintes valores médios 42%, 71% e 27% respetivamente.

É importante referir que esta análise recorre ao uso de percentagens dada a variabilidade observada nas dimensões dos vãos.

Foram observadas 414 paredes de alvenaria de enchimento das fachadas dos edifícios. Agruparam-se essas paredes em 19 tipologias, tipologias essas definidas no ponto 3.3.1. deste capítulo. Os resultados obtidos encontram-se representados na Fig. 3.30.. Facilmente se identifica que algumas tipologias apresentam pouca relevância dado o reduzido número de elementos que agrupam o estudo detalhado realizado a cada tipologia não se apresentará para esses casos.

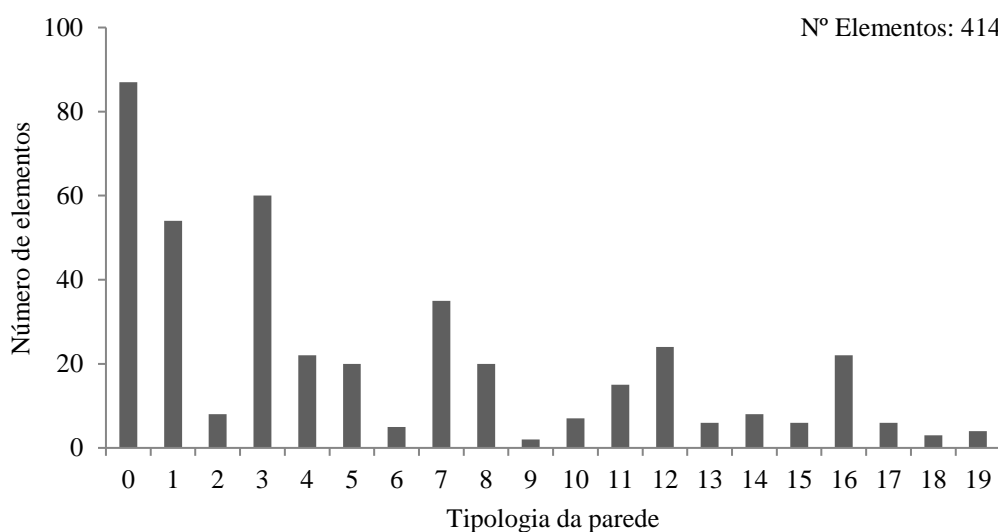


Fig. 3.30. – Tipologias das paredes.

Dentro de cada tipologia foram analisadas as diferentes dimensões da abertura e respetiva localização na parede. Para a tipologia 0 esse estudo não foi feito uma vez que não existem aberturas. Os resultados obtidos para a tipologia 1 são apresentados em seguida.

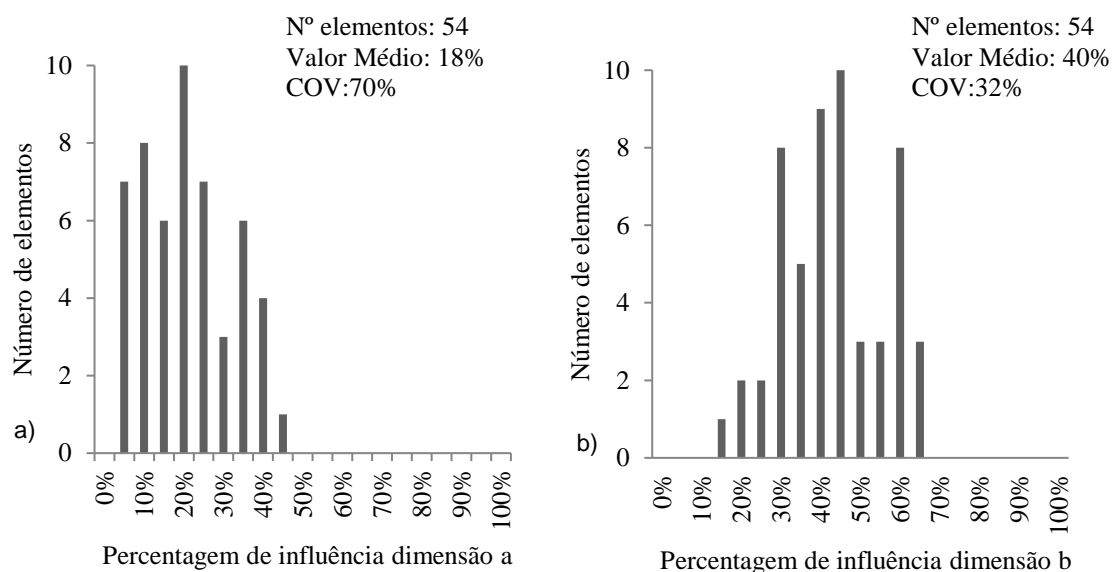


Fig. 3.31. – Tipologia 1: a) dimensão a, b) dimensão b.

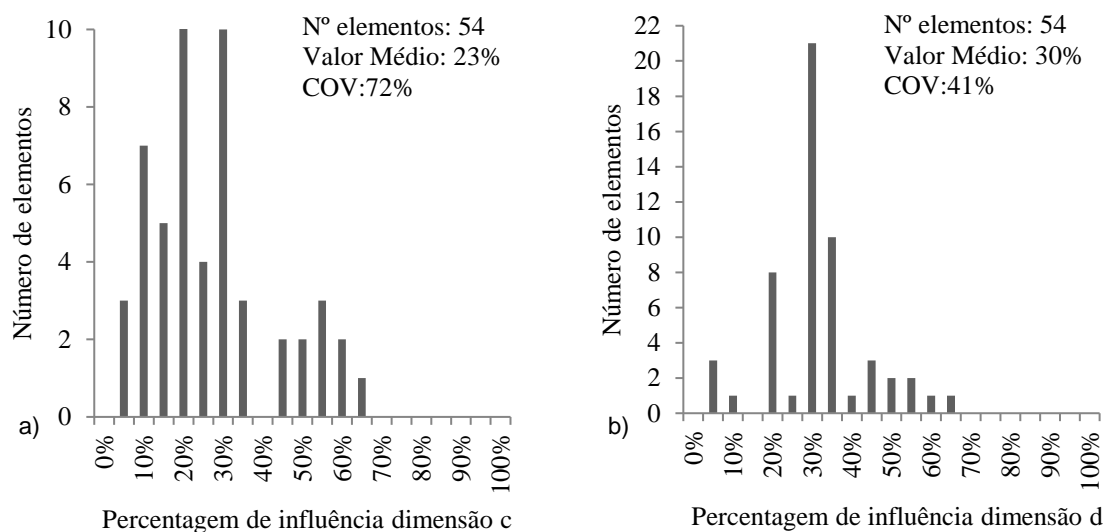


Fig. 3.32. – Tipologia 1: a) dimensão c, b) dimensão d.

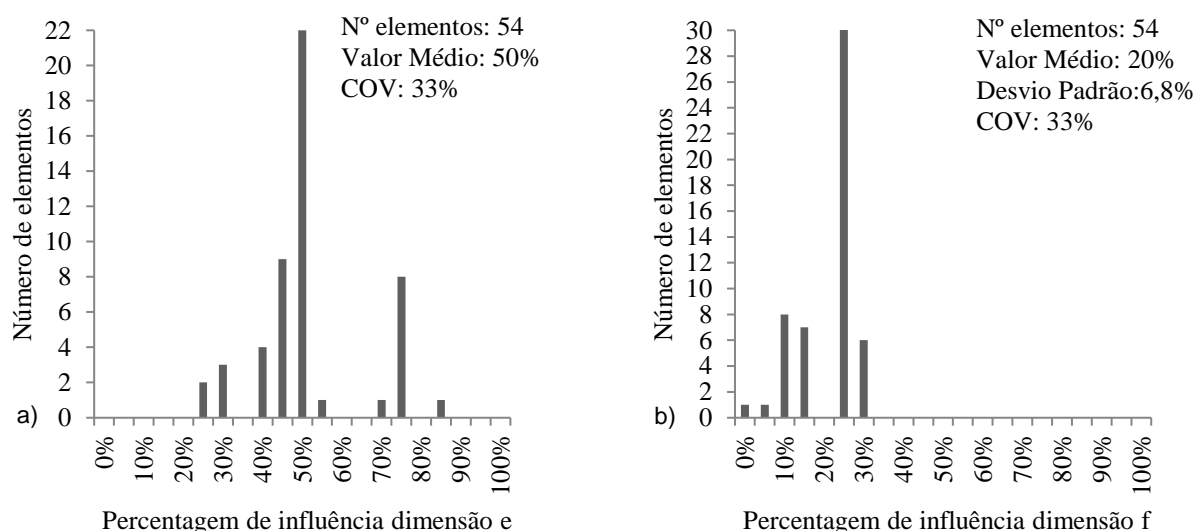


Fig. 3.33. – Tipologia 1: a) dimensão e, b) dimensão f.

Da tipologia 1 fazem parte 54 paredes. Para a dimensão a, a classe dos 20% é dominante e agrupa 19% das paredes, os resultados obtidos são pouco homogêneos não permitindo retirar conclusões mais generalistas, Fig. 3.33.a).

Já na dimensão correspondente à letra b, destacam-se 4 classes, que compreendem os valores entre os 30% e os 45% agrupando esse conjunto de classes aproximadamente 60% da amostra. Para esta dimensão a dispersão de resultados é menor, o valor médio são os 40%.

A dimensão c, apresenta uma grande dispersão de resultados notória pelo coeficiente de variação obtido. Apresenta um valor médio de 23%.

Na dimensão d, destaca-se a classe dos 30%, representando 40% das paredes. Espera-se então que para paredes da tipologia 1 a dimensão d represente 30% da altura. De certa forma este valor é esperado uma vez que diz respeito à altura entre a laje e a janela.

O identificado na dimensão d, acontece para as dimensões e e f. Na dimensão e, a classe dominante é a dos 50% com 40% das paredes; na dimensão f a classe dominante é a dos 25% representativa de 55% das paredes.

Analisa-se em seguida a tipologia 2, cujos os resultados não são apresentados dado o reduzido número de elementos que compõe esta tipologia.

Prossegue-se a análise com a tipologia número 3 que reúne 60 paredes.

As Fig. 3.34. a Fig 3.35. e a Fig. 3.36. reúnem e a informação relativa à tipologia 3, nesta tipologia não existem parâmetros onde os coeficientes de variação sejam elevados. A dimensão d, não foi analisada uma vez que para esta tipologia esse parametro assume o valor 0.

Para a dimensão a, predomina a classe dos 25%, na dimensão b a classe que agrupa maior número de paredes corresponde aos 45%; a dimensão c, os 25% são detentores do maior número de paredes.

A dimensão e, é 95% dos elementos igual ou superior a 80%, estes resultados vão de encontro ao esperado uma vez que a dimensão e, representa a altura da porta que não difere substancialmente de



parede para parede uma vez que, as portas usadas correntemente obedecem a dimensões *standart*. Na dimensão f, o classe mais comum é a dos 20% este valor era esperado pela dependencia evidente entre a dimensão e e a dimensão f.

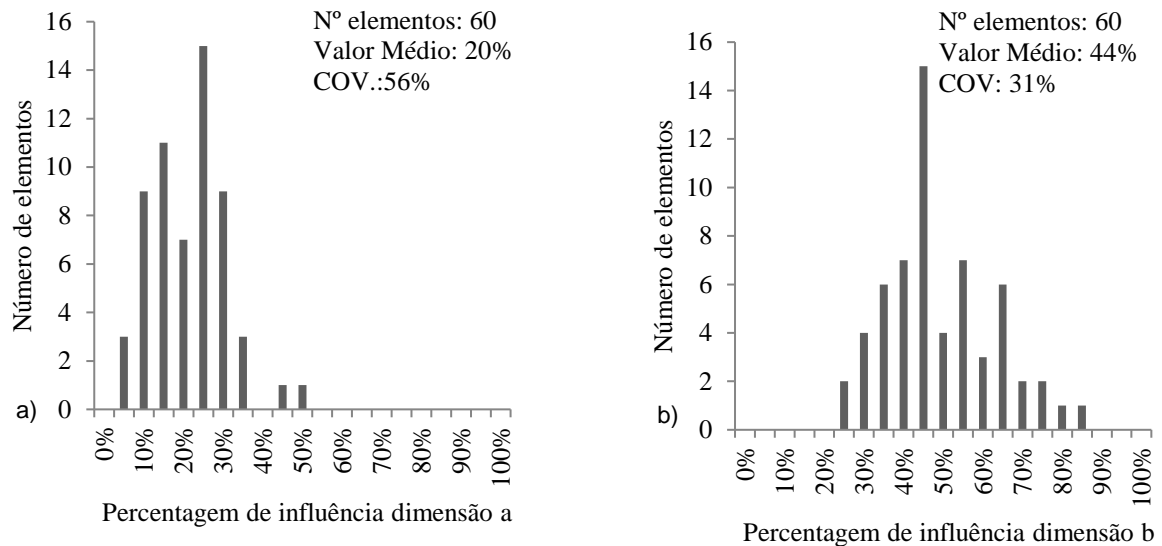


Fig. 3.34. – Tipologia 3: a) dimensão a, b) dimensão b.

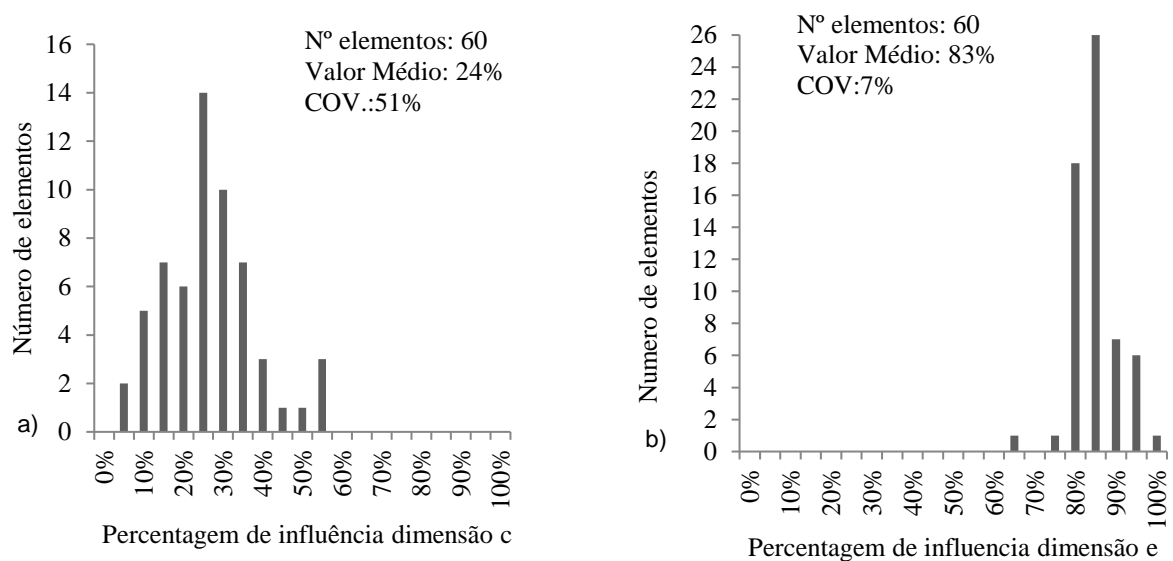


Fig. 3.35. – Tipologia 3: a) dimensão c, b) dimensão e.

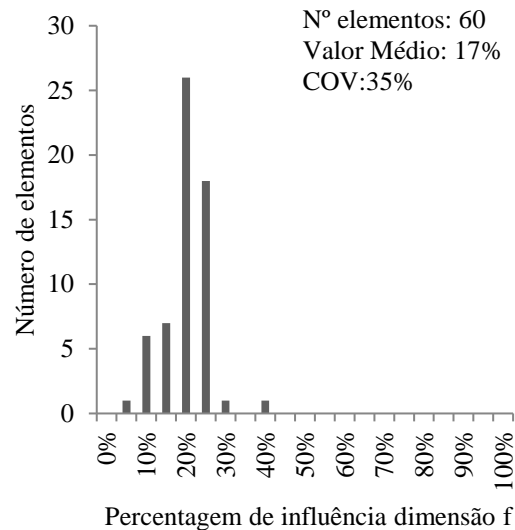


Fig. 3.36. – Tipologia 3 dimensão f.

Sugere-se a representação desta tipologia com as seguintes caraterísticas. Em largura, dimensão a 25%, dimensão b 45% e dimensão c 30%. Em altura dimensão e 85% e dimensão f 15%.

Da tipologia 4, existem 22 elementos, Fig. 3.37. e Fig. 3.38.. Nesta tipologia os valores de a e de d são zero de acordo com a tipologia.

Para a dimensão b, predominam os valores acima dos 80%, o que significa que nesta tipologia a largura da abertura é extremamente significativa na largura do vão. Para dimensão c, predominam os valores inferiores a 20%. A dimensão e, tem um coeficiente de variação de 6% o que permitir concluir que a amostra é bastante homogenia no que diz respeito a esta dimensão, o valor mais comum para esta dimensão corresponde aos 95%.

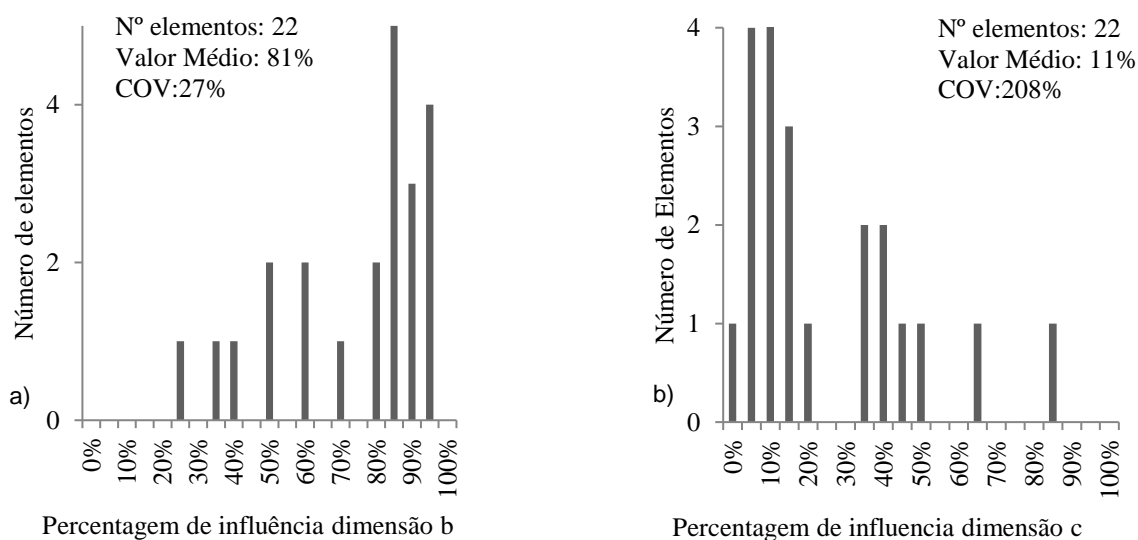


Fig. 3.37. – Tipologia 4: a) dimensão b, b) dimensão c.

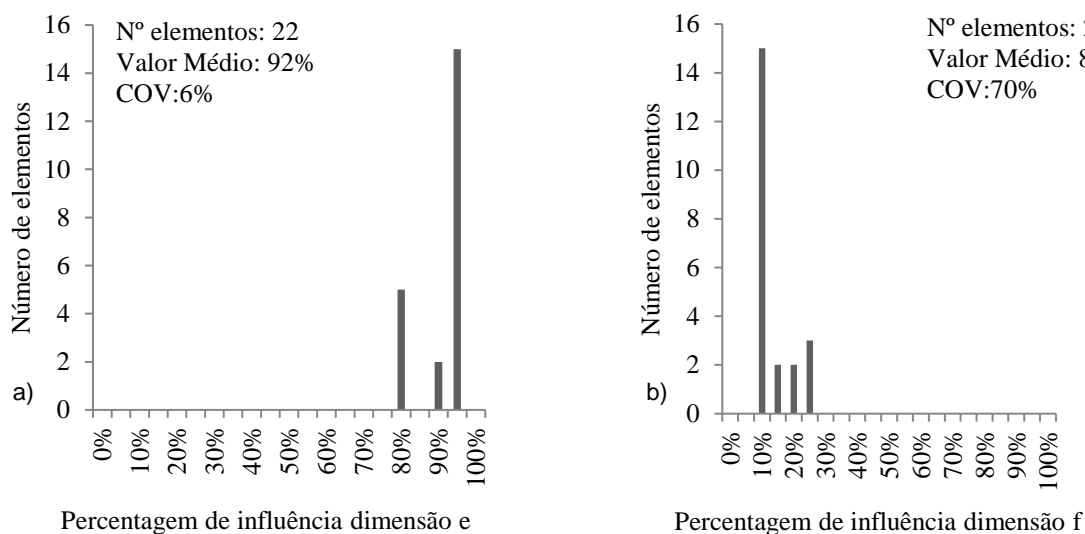


Fig. 3.38. – Tipologia 4: a) dimensão e, b) dimensão f.

As paredes abrangidas pela tipologia 5 são 20, a Fig. 3.39., a Fig. 3.40 e Fig. 3.41. Para a dimensão a, aproximadamente 50% dos elementos assumem um valor na ordem dos 15%. A percentagem da largura relativamente ao vão, dimensão b, concentra-se entre os 25% e os 35%; estas duas classes agrupam 50% dos edifícios.

Para a dimensão c, existe uma grande dispersão de valores contudo e apesar do elevado coeficiente de variação é possível identificar uma concentração de resultados nos 10%. A altura entre a laje e a abertura, dimensão d, para esta tipologia assume valores na ordem dos 30%. A dimensão e, assume como classe dominante a dos 50% enquanto que na dimensão f a classe com maior número de elementos é a dos 25%.

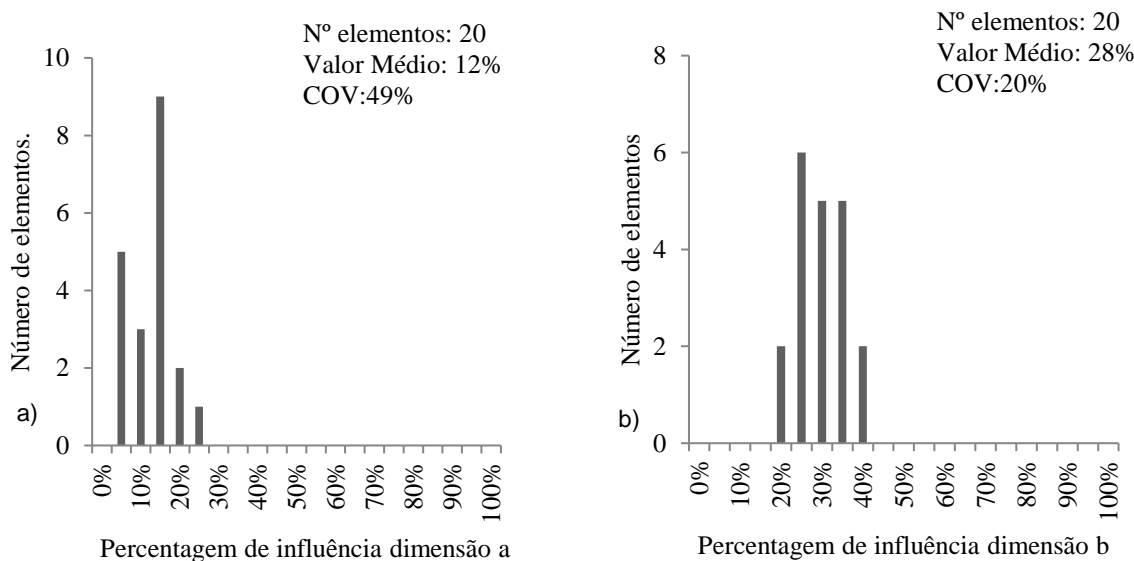


Fig. 3.39. – Tipologia 5: a) dimensão a, b) dimensão b.

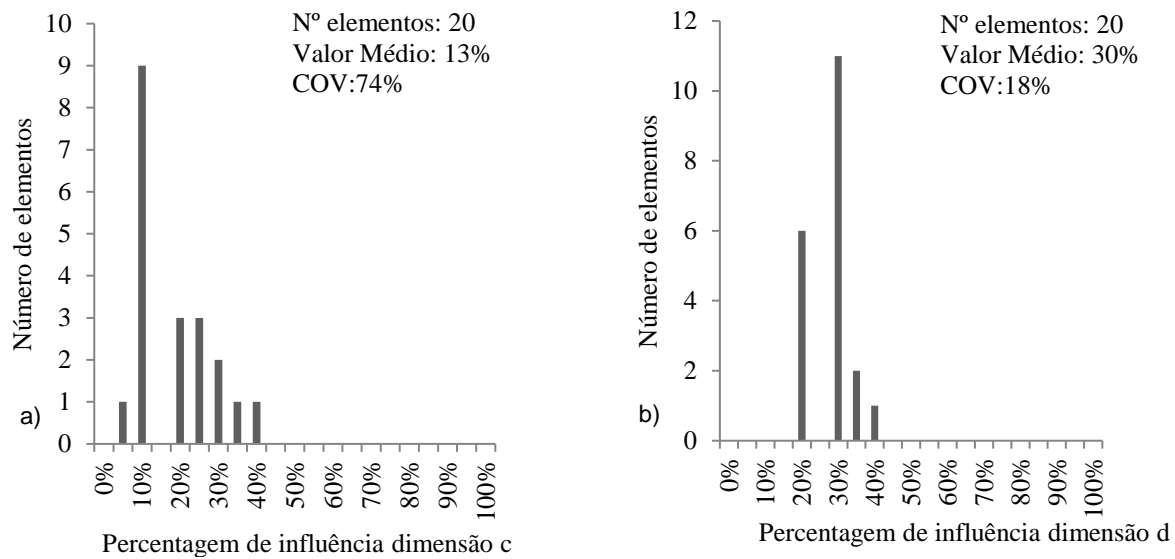


Fig. 3.40. – Tipologia 5: a) dimensão c, b) dimensão d.

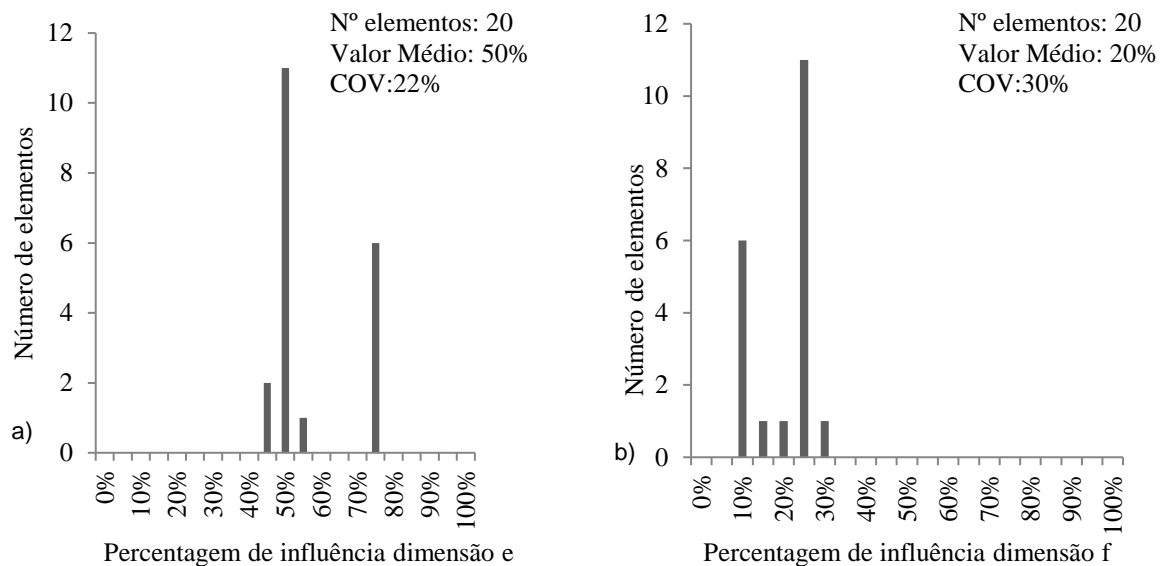


Fig. 3.41. – Tipologia 5: a) dimensão e, b) dimensão f.

Nas tipologias anteriores as dimensões analisadas eram apenas de a até f, na tipologia 5 como existem 2 aberturas é necessário recorrer a mais dimensões. Apresenta-se em seguida os gráficos de barras das amostras recolhidas para as dimensões g, h, i, j e k, Fig 3.42. Fig 3.43. Fig.3.44.. entregar integrrrs v

Para a dimensão a, aproximadamente 50% dos elementos reúnem-se na classe dos 15%. Os valores para a percentagem da largura relativamente ao vão, dimensão b, concentra-se entre os 25% e os 35%. Para a dimensão c, existe uma grande dispersão de valores, contudo, apesar do elevado coeficiente de variação é possível identificar uma concentração de resultados nos 10%. A altura entre a laje e a abertura, dimensão d, para esta tipologia assume valores na ordem dos 30%. Na dimensão e, predomina a percentagem de 50% enquanto que na dimensão f, a percentagem dominante é os 25%.

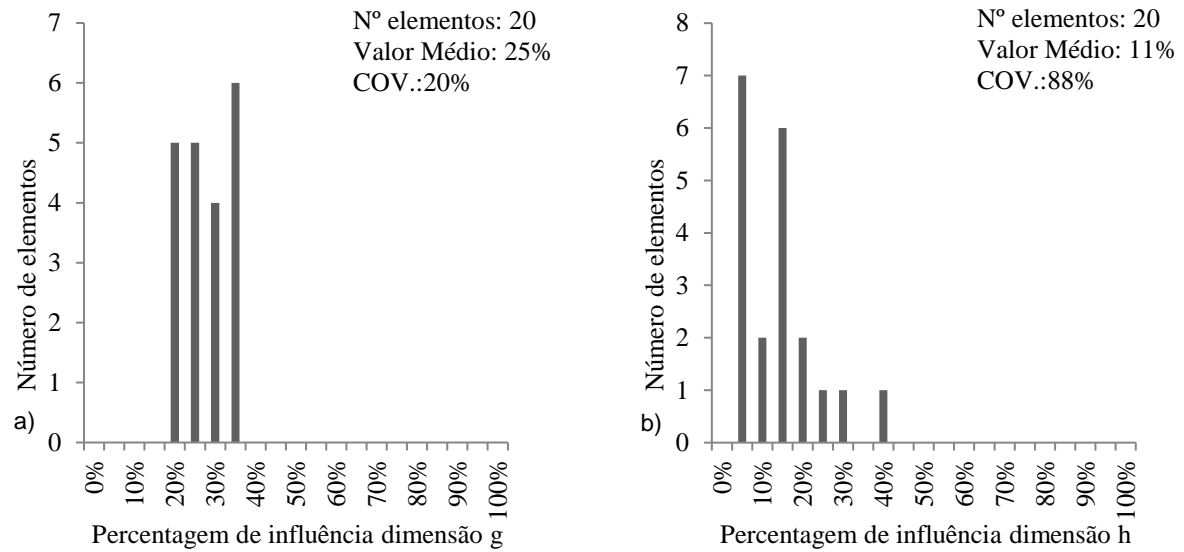


Fig. 3.42. – Tipologia 5: a) dimensão g, b) dimensão h.

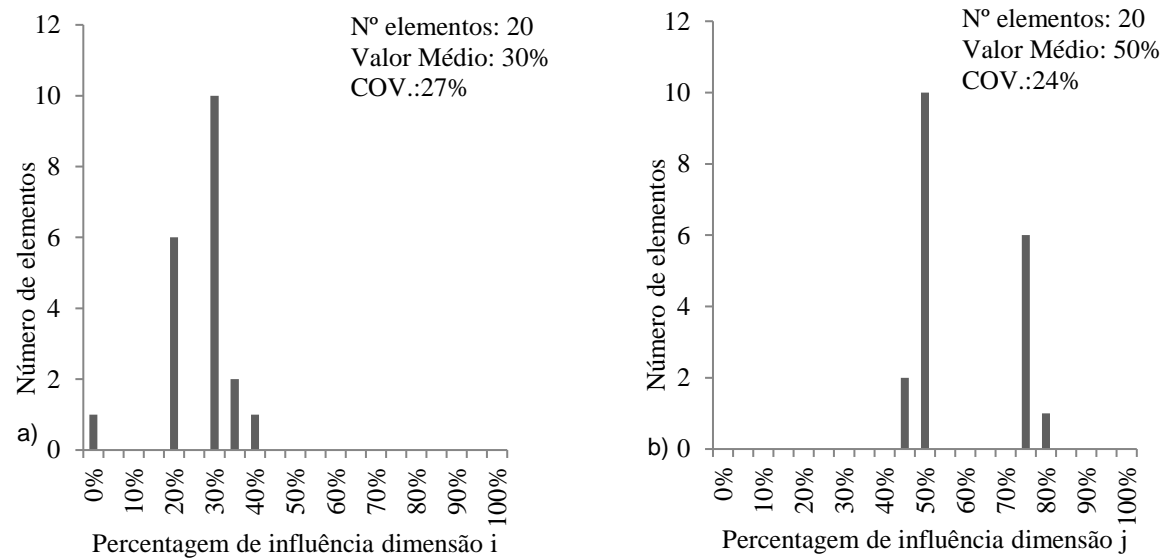


Fig. 3.43. – Tipologia 5: a) dimensão i, b) dimensão j.

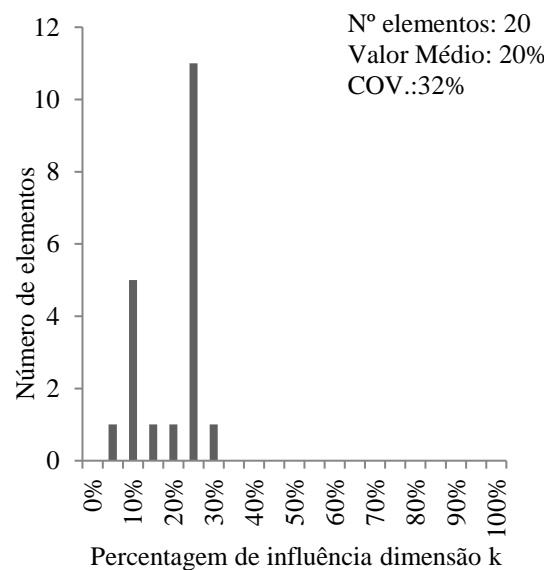


Fig. 3.44. – Tipologia 5 dimensão k.

Uma observação atenta ao gráfico de barras referente à dimensão g, indica que os valores percentagem estão compreendidos entre 20% e os 35%, trata-se assim de um conjunto de dados pouco dispersos.

Como a tipologia 5 se refere a paredes com duas aberturas que não estão em contato com os elementos estruturais, é interessante constatar as semelhanças de resultados entre a dimensão d e a dimensão i, entre a dimensão e e a dimensão j, entre a dimensão k e a dimensão f, entre a dimensão a e a dimensão h e entre a dimensão b e a dimensão g tal como se esperava.

Tal como em outras tipologias, valores das dimensões de janelas e portas encontram-se dentro dos padrões correntes.

Da tipologia 6 fazem parte apenas 5 elementos e por esse motivo não é relevante a exposição dos dados obtidos.

Segue-se com a exposição de dados relativos à tipologia 7, da Fig. 3.45. até à Fig. 3.48.

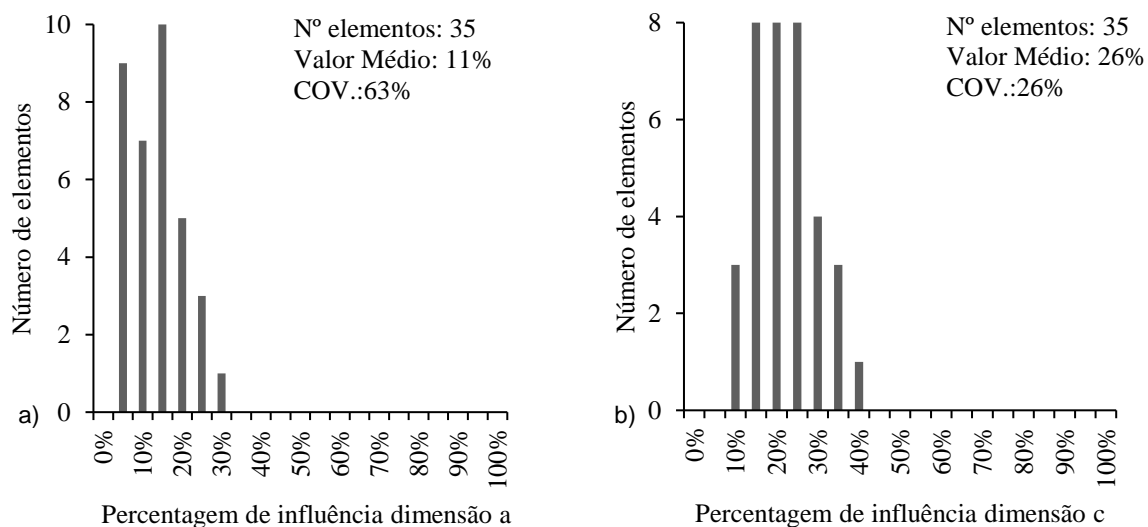


Fig. 3.45. – Tipologia 7: a) dimensão a, b) dimensão c.

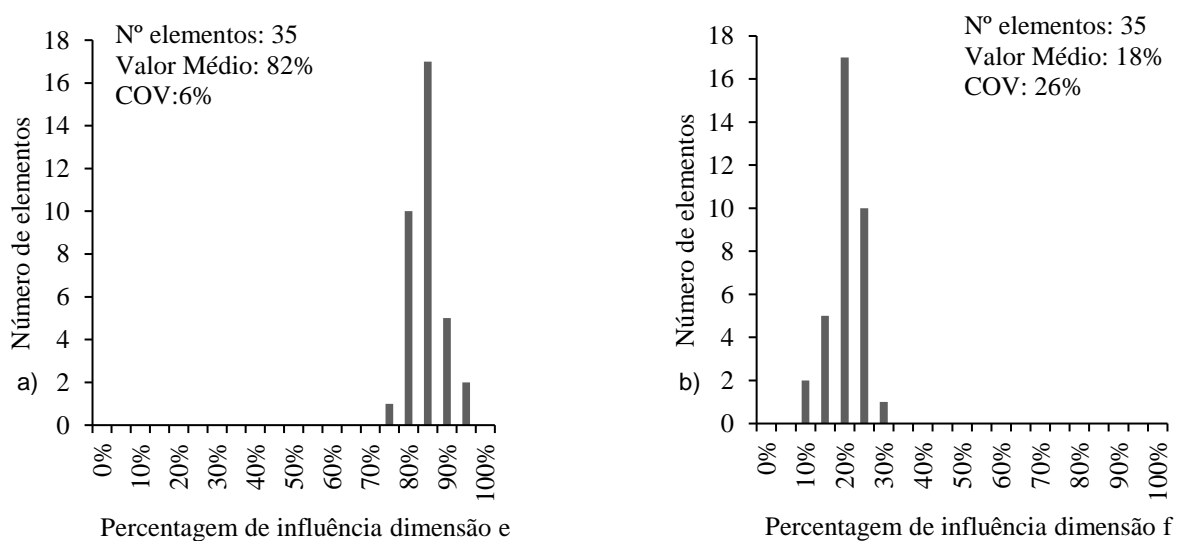


Fig. 3.46. – Tipologia 7: a) dimensão e, b) dimensão f.

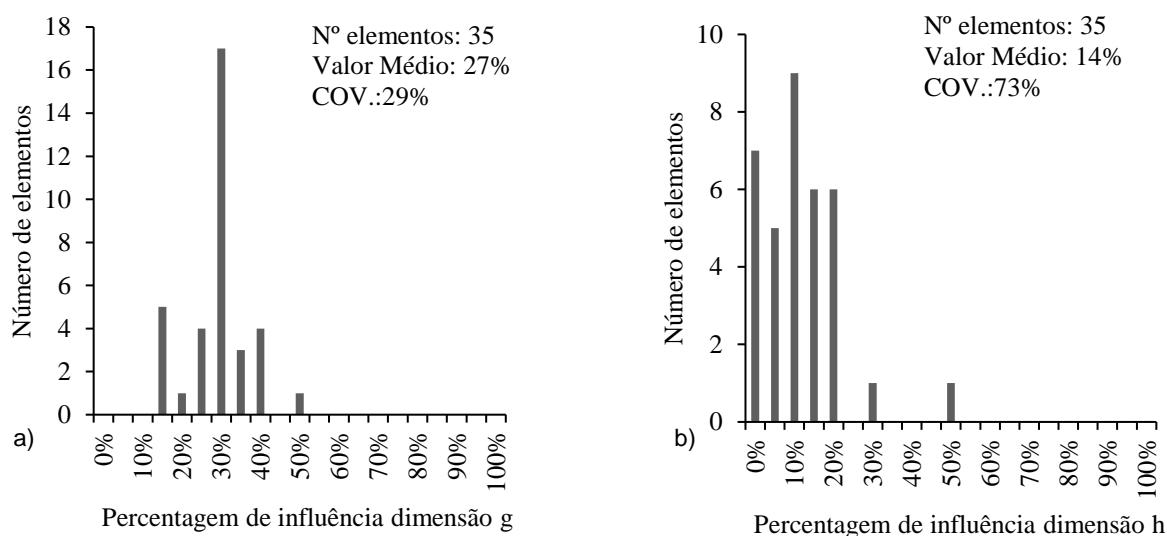


Fig. 3.47. – Tipologia 7: a) dimensão g, b) dimensão h.

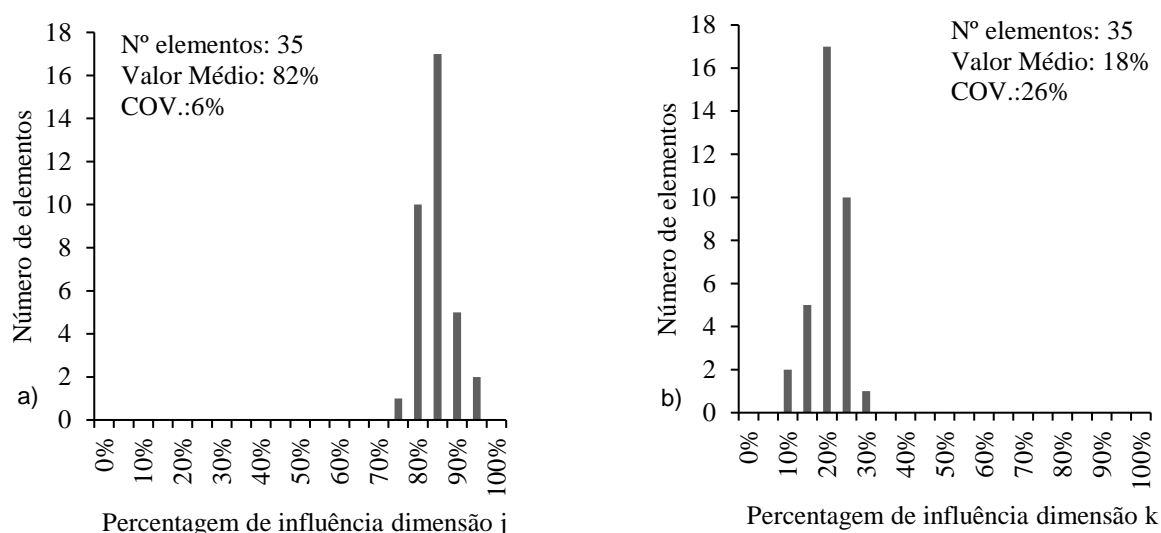


Fig. 3.48. – Tipologia 7: a) dimensão j, b) dimensão k.

Para a dimensão a, os valores concentram-se entre os 5 e os 15%, para esta dimensão o desvio padrão é apenas de 4% evidenciando a concentração de resultados obtida. Para a percentagem da largura da abertura relativamente ao vão, dimensão b o valor médio é de 26%. A dimensão c, concentra os seus valores em 3 categorias dos 15 aos 25% com igual número de elementos.

A dimensão d, tal como se esperava, tendo em conta as características desta tipologia da parede, assume em todos os elementos o valor 0%. Para a dimensão e, o coeficiente de variação e o desvio padrão assumem valores baixos, 6% e 5% respetivamente permitindo-nos concluir de forma clara que os 82% é o valor mais comum. Na dimensão f, os resultados concentram-se nos 20%, aproximadamente metade das paredes desta tipologia, tanto o desvio padrão como o coeficiente de variação são baixos. A dimensão g, apresenta um valor médio de 30%, mas não nos permite chegar a um valor representativo com confiança uma vez que a amostra é extremamente dispersa, coeficiente de variação é 73%. Para a dimensão j e k a categoria dominante, que agrupa um maior número de paredes, é a dos 85% e dos 20% respetivamente.

Segue-se com o estudo da tipologia 8 da Fig. 3.49. até à Fig. 3.52.. A dimensão a, a dimensão d e a dimensão i assumem valores zero como seria de esperar das as caraterísticas geométricas caraterizadoras desta tipologia. Os valores recolhidos para a percentagem da largura da abertura, dimensão b, apresentam um coeficiente de variação médio e um valor médio de 33%. A dimensão c, assume valores entre os 5% e os 30% não se destacando nenhuma das classes.

A dimensão e, apresenta valores entre os 80% e os 95%, amostra extremamente homogénea; pode-se por esse motivo retirar conclusões com uma maior confiança. Na dimensão f, destaca-se a classe dos 20% com 40% das paredes.

A dimensão g apresenta grande intervalo de valores, destacando-se a classe dos 35%, como se esperava esta dimensão apresenta semelhanças com a dimensão b, ambas as dimensões dizem respeito à largura das aberturas. Na dimensão h destaca-se a classe dos 5%.

A dimensão j, apresenta as caraterísticas da dimensão e como se esperaria e a dimensão k as caraterísticas da dimensão f.

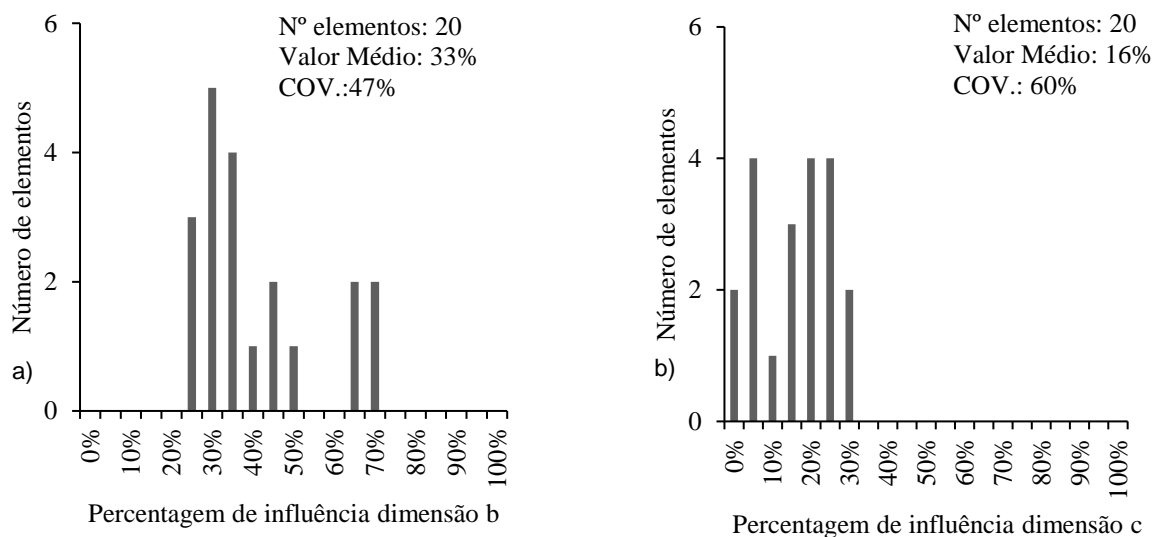


Fig. 3.49. – Tipologia 8: a) dimensão b, b) dimensão c.

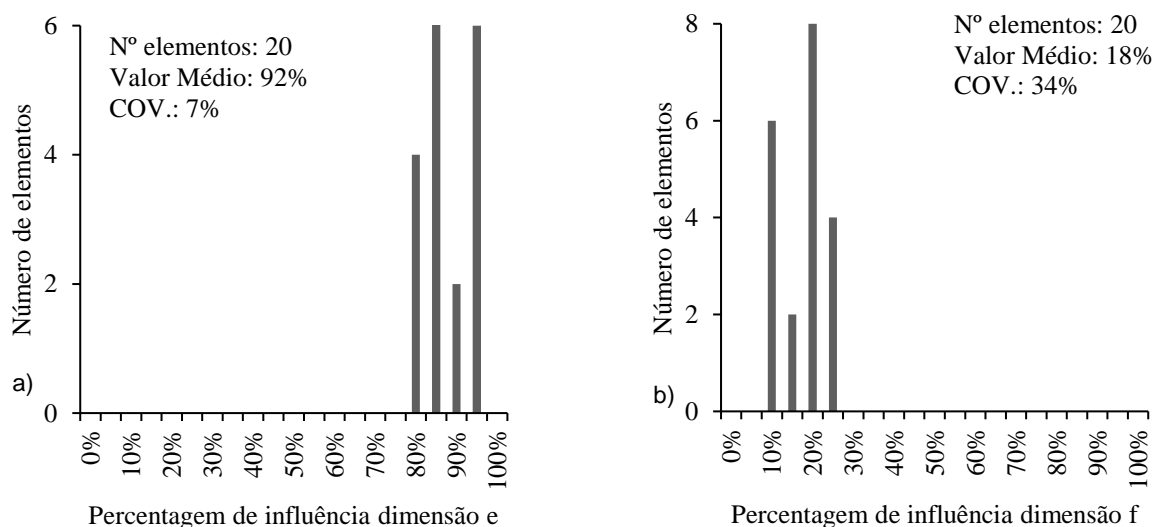


Fig. 3.50. – Tipologia 8: a) dimensão e, b) dimensão f.



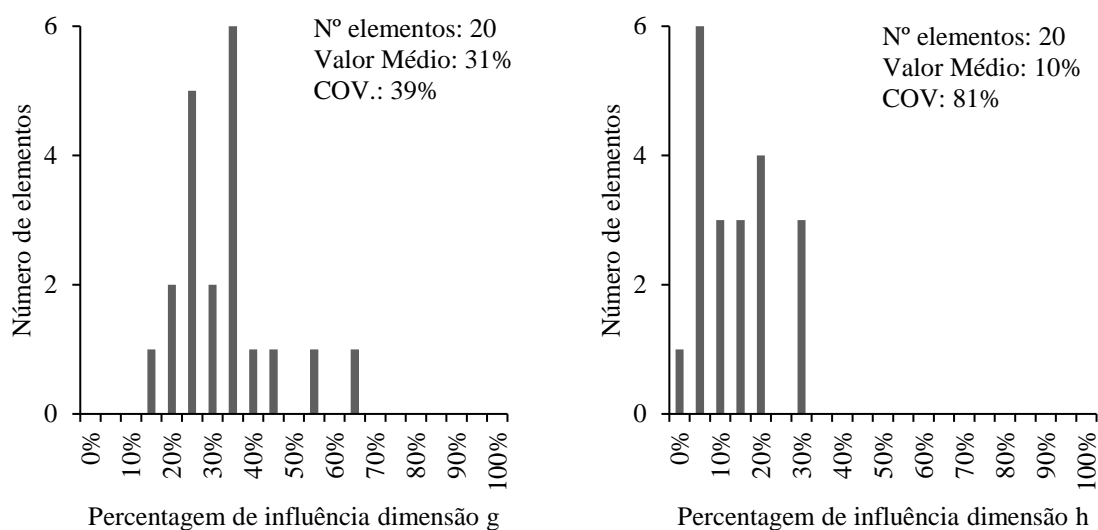


Fig. 3.51. – Tipologia 8: a) dimensão g, b) dimensão h.

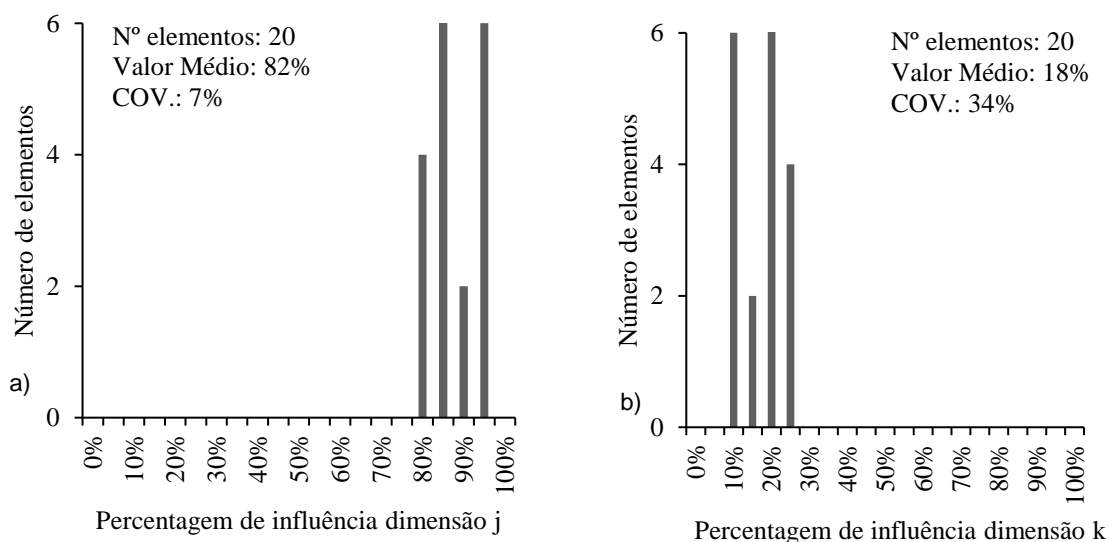


Fig. 3.52. – Tipologia 8: a) dimensão j, b) dimensão k.

A tipologia 9 e a tipologia 10 não reúnem número de elementos suficientes para que se justifique a apresentarem de resultados das mesmas.

Segue-se com a análise da tipologia 11, esta tipologia agrupa 15 paredes. Esta tipologia é a única que apresenta 3 aberturas, tendo em conta que o número de elementos não é elevado nesta tipologia agrupou-se todas as paredes com três aberturas independentemente de estarem ou não em contacto com os elementos estruturais.

A dimensão a, Fig. 3.53. a), assume valores entre 0 e 20%, tem os 9% como valor médio e um coeficiente de variação já consideravelmente elevado, 65%. Na dimensão b, Fig. 3.53. b), os valores concentram-se entre os 15 e os 20% com exceção de um elemento que assume um valor de 45%, contudo, como esta análise tem como objectivo obter características geométricas tipo esse elemento não é significativo. Para a dimensão c, Fig. 3.54. a), a categoria dos 20% agrupa aproximadamente metade das paredes, para esta

categoria a amostra apresenta um desvio padrão baixo que evidencia a concentração dos valores da amostra de resultados. Quanto à dimensão d, Fig. 3.54. b), apenas duas paredes apresentam valores não nulos para esta dimensão. Relativamente à dimensão e, Fig. 3.55. a), estamos perante um conjunto de valores com baixo coeficiente de variação e desvio padrão, a amostra é concentrada e a categoria dominante é a dos 80%. Os valores obtidos em ambas as medidas de dispersão calculadas são baixos, esta amostra pouco dispersa apresenta um valor médio para esta dimensão f de 23%, Fig. 3.55. b). Para a dimensão g, predominam os valores na ordem dos 15%, Fig. 3.56. a) enquanto que para a dimensão h a categoria que agrupa um maior número de elementos é a dos 20% ,Fig. 3.56. b).

A dimensão i, Fig. 3.57. a), a dimensão j, Fig. 3.57. b), e a dimensão k, Fig. 3.58. a), apresentam resultados semelhantes, nos três gráficos uma categoria assume mais de 90% das 15 paredes, na dimensão i, essa categoria é a dos 0% para a dimensão j é a categoria dos 80% e para a dimensão k essa categoria é a dos 25%. Para estas três dimensões, as medidas de dispersão, coeficiente de variação e desvio padrão são baixos como seria de esperar. Estas categorias foram analisadas em conjunto uma vez que umas dependem das outras, a soma destas três componentes define a altura da parede.

A dimensão l, Fig. 3.58. b), apresenta um coeficiente de variação considerado baixo e um valor médio de 14%. A dimensão correspondente à letra m, Fig. 3.59., apresenta um coeficiente de variação de 90% sendo por esse motivo concluir relativamente às categorias tipo.

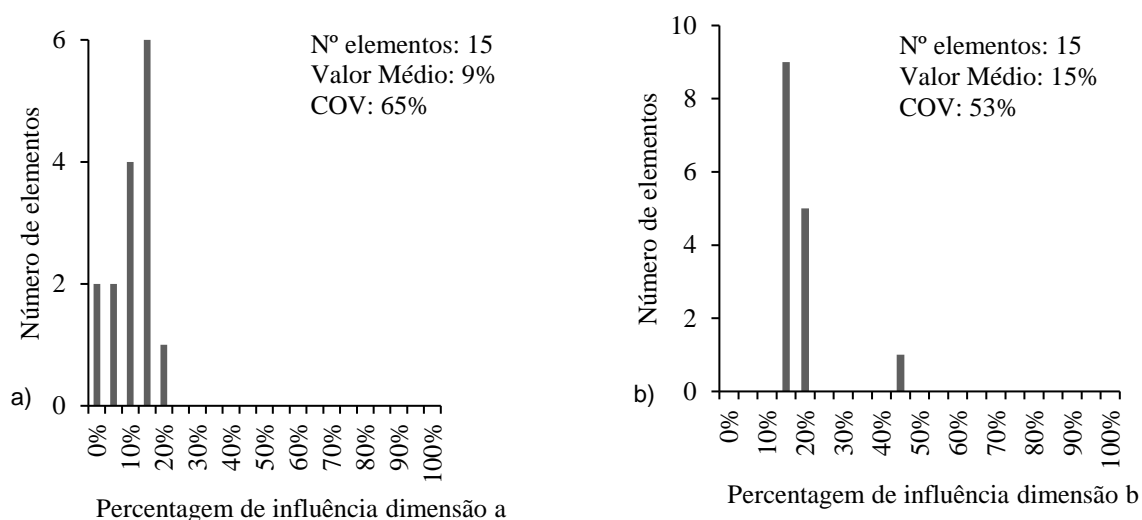


Fig. 3.53. – Tipologia 11: a) dimensão a, b) dimensão b.

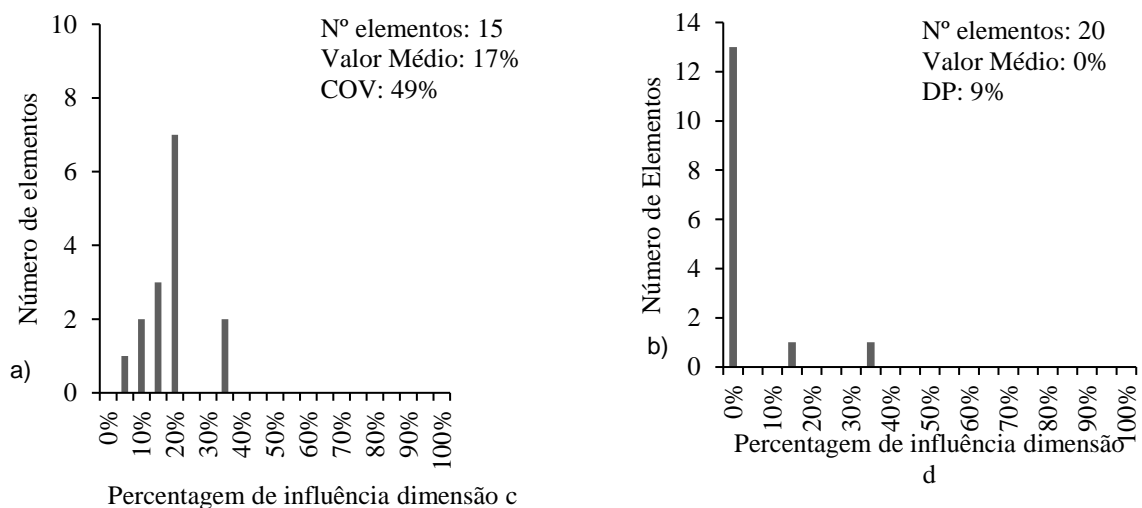


Fig. 3.54. – Tipologia 11: a) dimensão c, b) dimensão d.

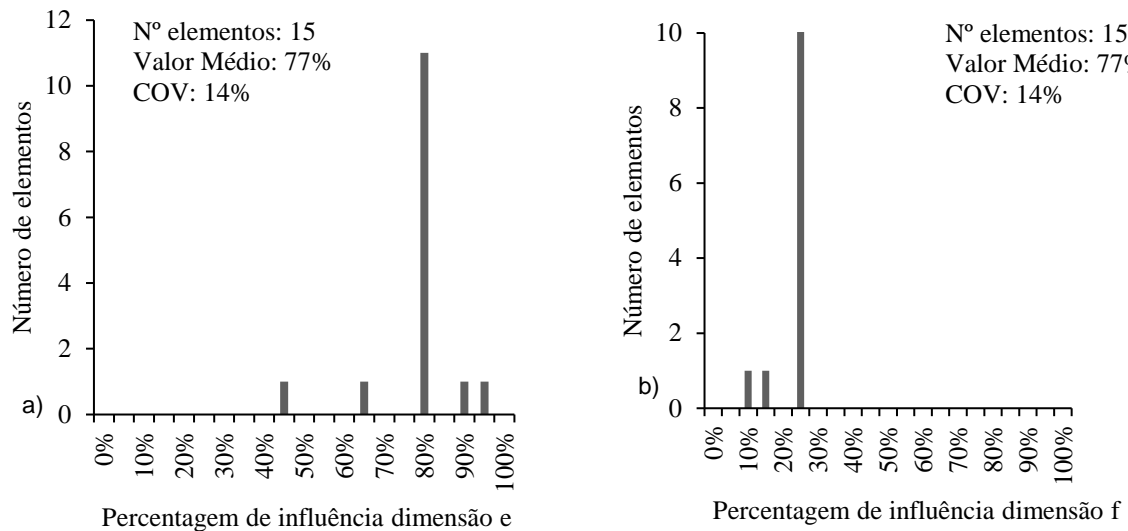


Fig. 3.55. – Tipologia 11: a) dimensão e, b) dimensão f.

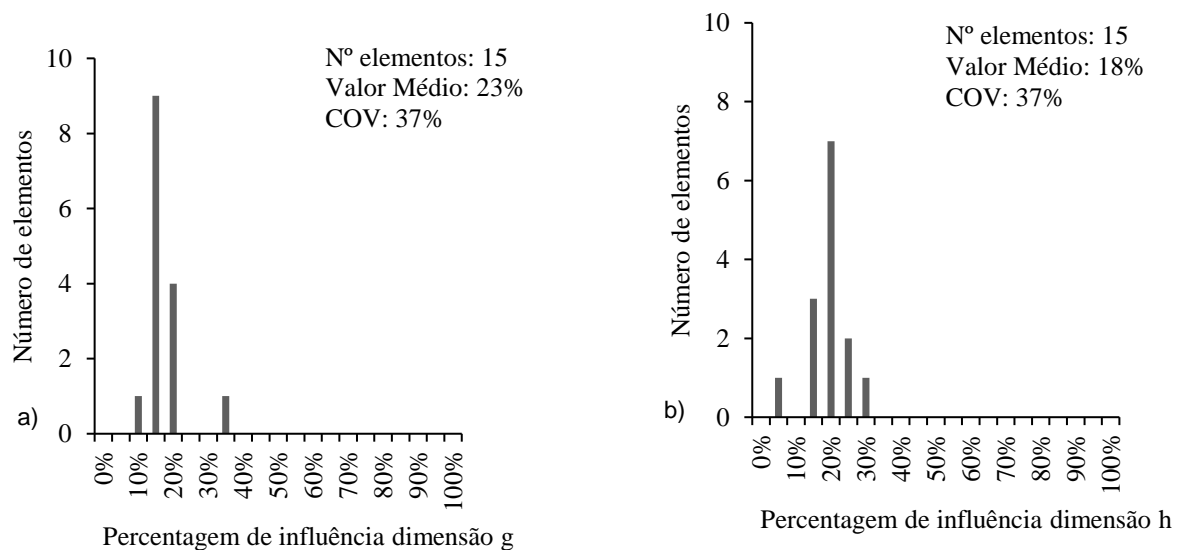


Fig. 3.56. – Tipologia 11: a) dimensão g, b) dimensão h.

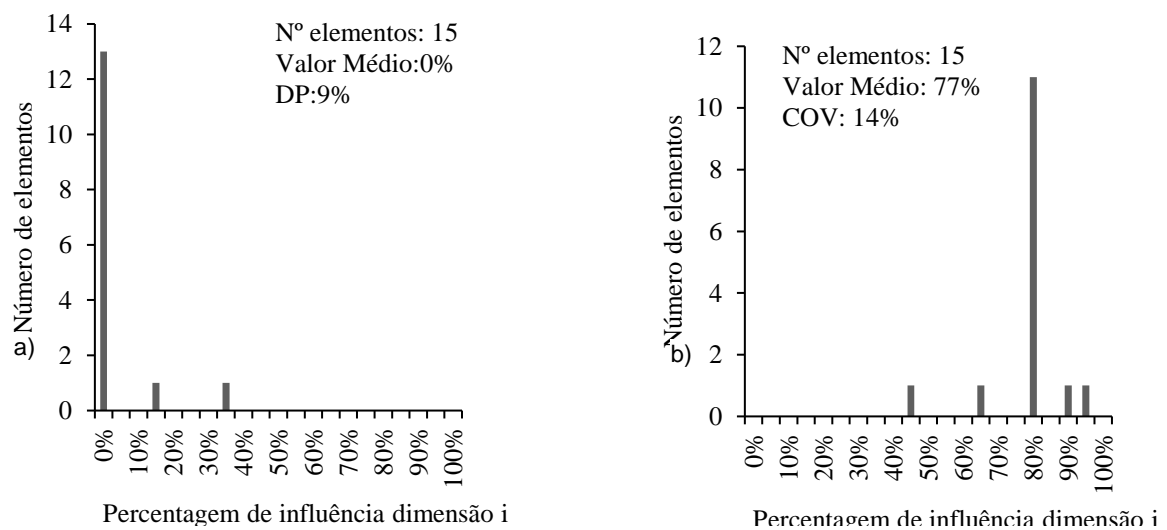


Fig. 3.57. – Tipologia 11: a) dimensão i, b) dimensão j.

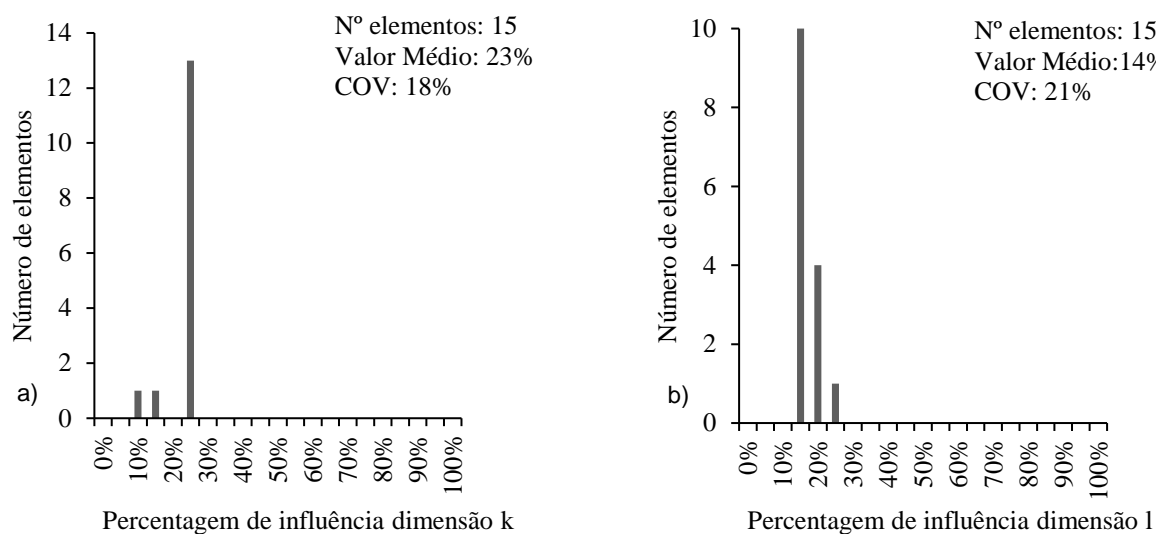


Fig. 3.58. – Tipologia 11: a) dimensão k, b) dimensão l.

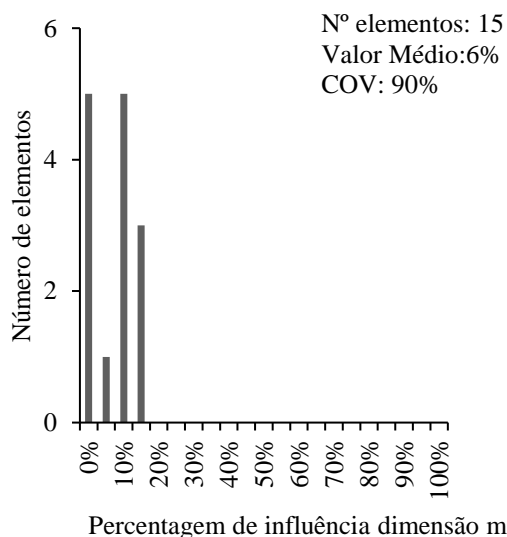


Fig. 3.59. – Tipologia 11 dimensão m.

A tipologia analisada em seguida é a tipologia número 12 que agrupa 26 paredes. De acordo com as características geométricas desta tipologia as dimensões não nulas são a dimensão a, a dimensão b, a dimensão c e a dimensão e; importa ainda referir que para a dimensão e, altura da abertura, em todas as paredes esta dimensão assume 100% da altura.

Para a dimensão a, é observada uma elevada dispersão de resultados, esta dimensão assume um valor médio de 12%.

Para as dimensões b e dimensão c os valores médios são 51 e 21% respetivamente.

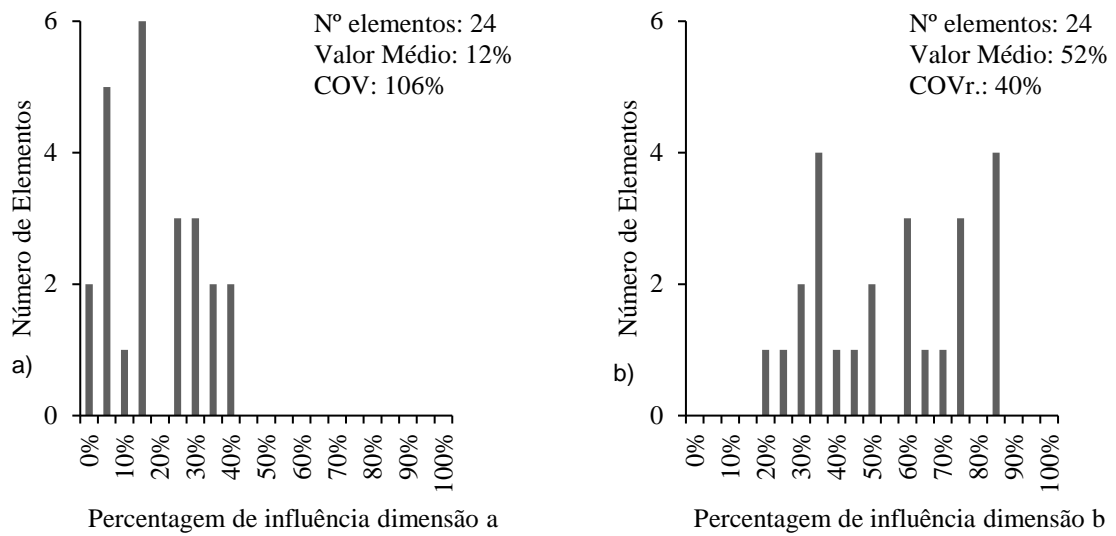


Fig. 3.60. – Tipologia 12: a) dimensão a, b) dimensão b.

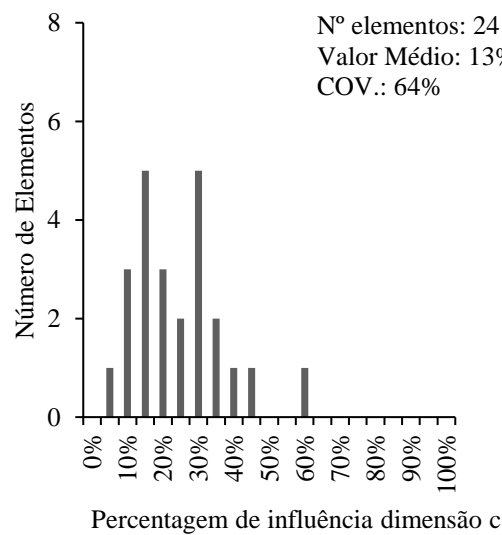


Fig. 3.61. – Tipologia 12 dimensão c.

As tipologias 13, 14 e 15 não apresentam número de elementos suficientes para justificar a exposição da sua análise.

A última tipologia analisada foi a tipologia de parede 16, na qual as dimensões não nulas são a dimensão b, a dimensão c, e a dimensão e; nesta tipologia a altura da abertura é a mesma que a altura da parede e por esse motivo a dimensão e é 100% para todas as paredes analisadas. Esta tipologia agrupa 22 paredes. Tanto na dimensão b, como na dimensão c não se identifica nenhuma categoria dominante, estas dimensões apresentam valores médios de 60 e 31% respetivamente.

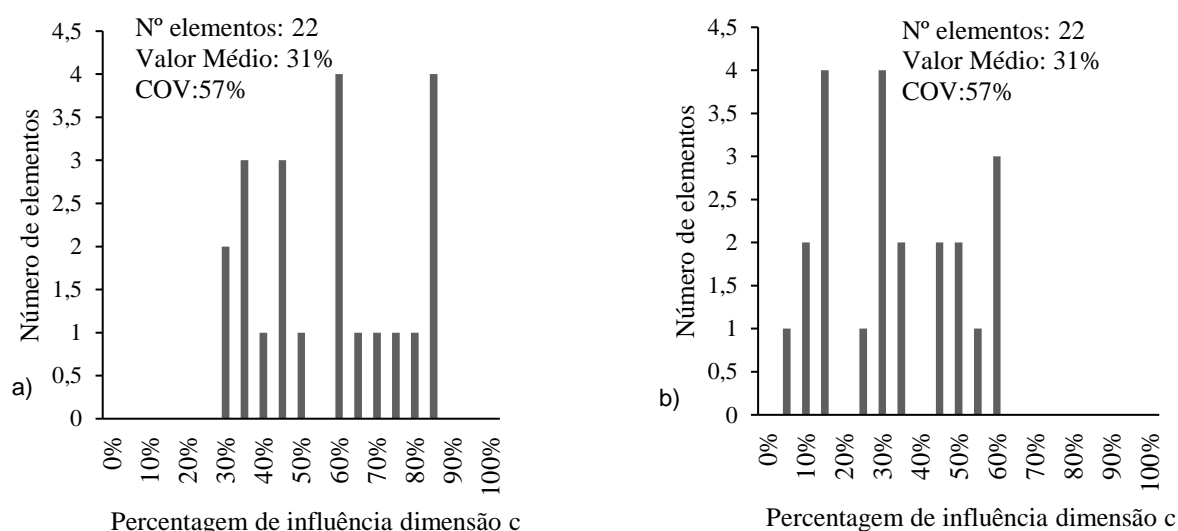


Fig. 3.62. – Tipologia 16: a) dimensão b, b) dimensão c.

### 3.4. SISTEMATIZAÇÃO E REFORMULAÇÃO DA BASE DE DADOS

Apesar de em outros trabalhos do mesmo tópico o número de tipologias de paredes de alvenaria ser superior, no presente trabalho optou-se por reduzir esse número para as 19 tipologias de acordo com as dimensões das paredes e respetivas aberturas.

Todos os dados recolhidos permitiram alimentar uma base de dados já existente. Durante a análise dos edifícios foram por vezes detetadas incongruências entre o projeto de estruturas e o projeto de arquitetura.

Não são notórios os efeitos da legislação existentes uma vez que os edifícios analisados fazem parte de um pequeno intervalo de tempo e quase todos eles foram construídos de acordo com a mesma legislação.

A dada altura pensou-se na hipótese de juntar os dados obtidos com os dados existentes e constatou-se alguma discrepância de formação dos resultados entre o presente trabalho e os trabalhos anteriores; por esse motivo e por se ter detetado alguma dificuldade em caracterizar os edifícios existentes, tendo por base o *template* da base de dados já existente, optou-se por elaborar uma proposta de alteração da base de dados.

Relativamente à informação contida na da base de dados achou-se pertinente começar a recolher as informações de armadura nos pilares e vigas por piso para possibilitar o estudo das reduções de armadura entre pisos. As informações dos vãos terão que ser armazenadas separadamente, vãos longitudinais e vãos transversais.

O novo modelo de base de dados, recorre a tabelas e gráficos dinâmicos. Esta nova base de dados permitirá facilmente agrupar todos os dados disponíveis, o que será um contributo fulcral dada a

dispersão de formatação observada. Permitirá a qualquer altura consultar os dados existentes e identificar linhas de tendência entre diferentes variáveis.

A sua formatação foca-se no uso de colunas que facilita todos os tipos de análise particularmente a elaboração de gráficos; esta medida surge da dificuldade sentida durante a análise.

Durante este estudo tentou-se muitas vezes relacionar variáveis, contudo os resultados não se revelaram relevantes possivelmente porque se trata de uma amostra pequena.

Dos resultados obtidos foram retiradas características tipo, que serão usadas para modelação de um edifício tipo no programa *SeismoStruct*, este assunto será abordado em pormenor no próximo capítulo.

O Anexo A agrupa os gráficos que foram elaborados e não integram esta análise.

### 3.5. ANÁLISE DA BASE DE DADOS EXISTENTE

A tentativa falhada de tentar analisar os dados relacionando variáveis, provavelmente justificada pelo reduzido número de edifícios estudados e uma vez que se elaborou um novo *template* de base dados, decidiu-se compilar os dados recolhidos por Borges [15] Raposo [30] e os dados deste estudo.

Esta compilação permitirá a análise seguinte e finalmente permite que todos os dados recolhidos estejam armazenados no mesmo ficheiro com a mesma formatação. Este ficheiro facilitará trabalhos futuros.

Enquanto se juntavam resultados foram detetadas inúmeras incongruências e nesses casos os dados não foram copiados.

Fazem parte desta base de dados 100 edifícios resultados de 3 trabalhos realizados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por Armando Borges [15], Patrícia Raposo [30] e Joana Moreira nos anos de 2015, 2016 e 2017 respetivamente, Fig. 3.63.

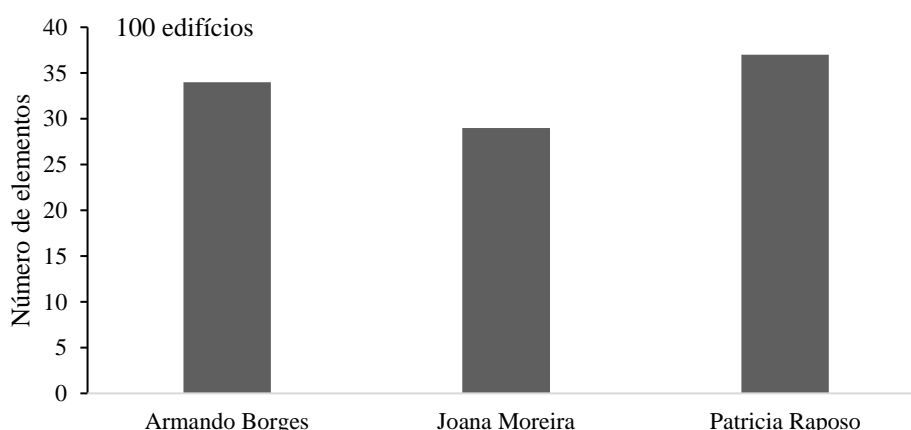


Fig. 3.63. – Edifícios da base de dados e autores da respetiva análise.

Começa-se por analisar as características gerais dos edifícios. A Fig. 3.64. revela o quão disper são as localizações dos 100 edifícios. É inevitável constatar que o estudo feito por Borges [15] reuniu edifícios da região de Vila Real, o estudo de Raposo [30] edifícios da região do Açores e o estudo desta dissertação, dadas as características da empresa, não se localiza apenas numa área.

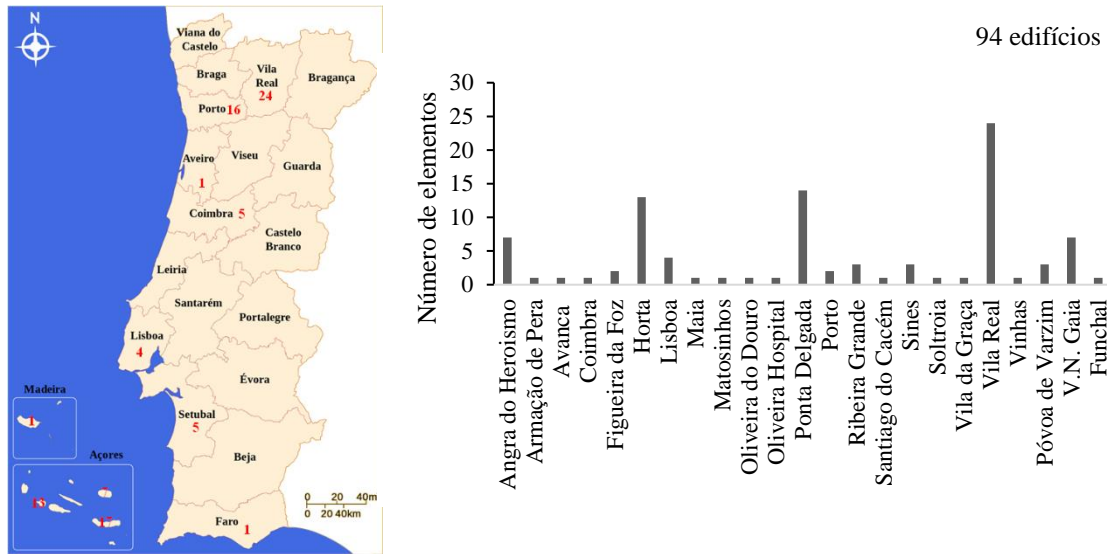


Fig. 3.64. – Localização dos edifícios da base de dados.

Os edifícios desta base de dados datam de 1969 a 2016, Fig. 3.65.. É notória a discrepância de valores para os diferentes anos, poderia justificar-se por inúmeros parâmetros nomeadamente pela tipologia construtiva dos edifícios em estudo, contudo, é desadequado retirar esse tipo de conclusões uma vez que as fontes de recolha dos projetos ou os critérios de seleção dos projetos analisados são distintos.

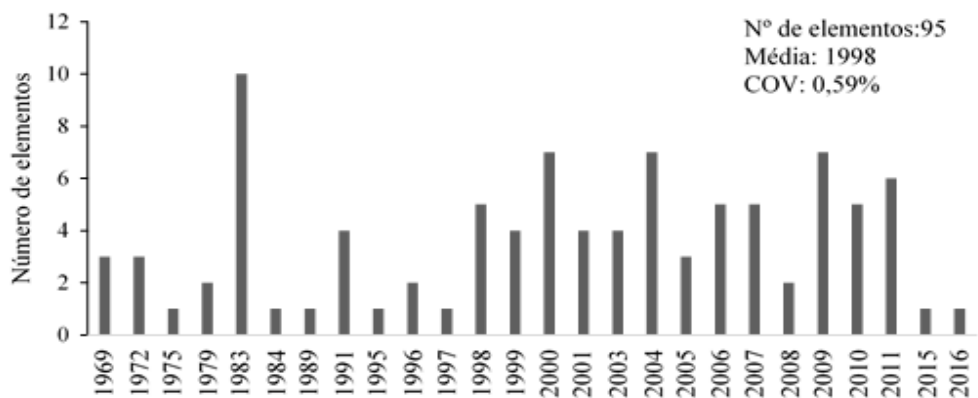


Fig.3.65. – Ano de construção dos edifícios.

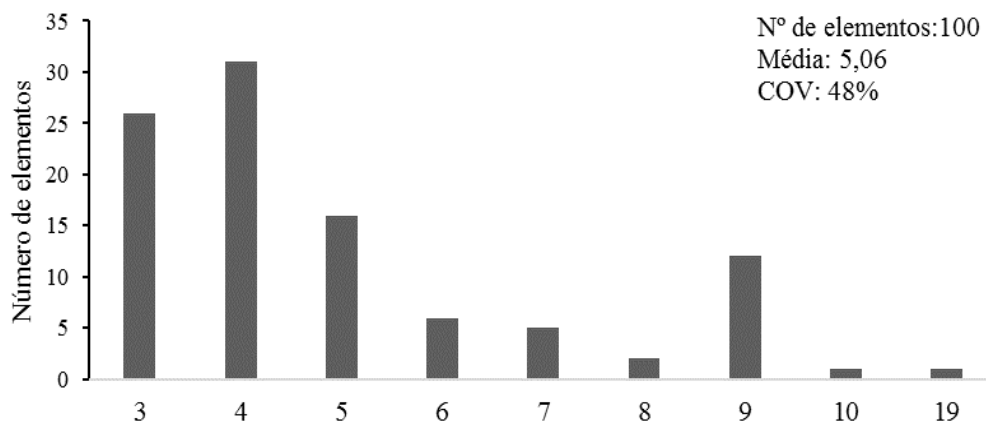


Fig. 3.66. – Número de pisos.



O número de pisos é superior ao número de pisos médio para edifícios portugueses recolhidos nos censos 2011, naturalmente este valor era esperado dado que para o estudo interessa particularmente edifícios com mais de 3 andares e esse parâmetro foi usado como critério de seleção dos projetos. Estes resultados vão de encontro ao analisado em 3.3.2.

A Fig. 3.66. agrupa os resultados obtidos. Os edifícios entre 3 e 5 pisos correspondem a 73% dos 100 edifícios. Uma vez que esta base de dados é de fácil acesso, foca-se esta análise na identificação de relações entre as variáveis de estudo e não na exposição de resultados.

Salienta-se mais uma vez a importância da uniformidade em planta e em altura, refere-se ainda que em Portugal os edifícios apresentam com alguma frequência uma altura de rés-do-chão superior à altura dos restantes pisos, provavelmente justificados pelos fins comerciais afetos a estes pisos.

Nesta base de dados os valores do rácio entre a altura do rés-do-chão e a altura dos pisos superiores compreende valores entre os 0,91 e 1,58. O valor do rácio é inferior a 1 apenas 1 vez, apresenta um valor médio de 1,127 e coeficiente de variação de 13%.

Apresenta-se na Fig. 3.67. o gráfico dispersão com as alturas do RC no eixo do X e as alturas dos pisos superiores no eixo do Y.

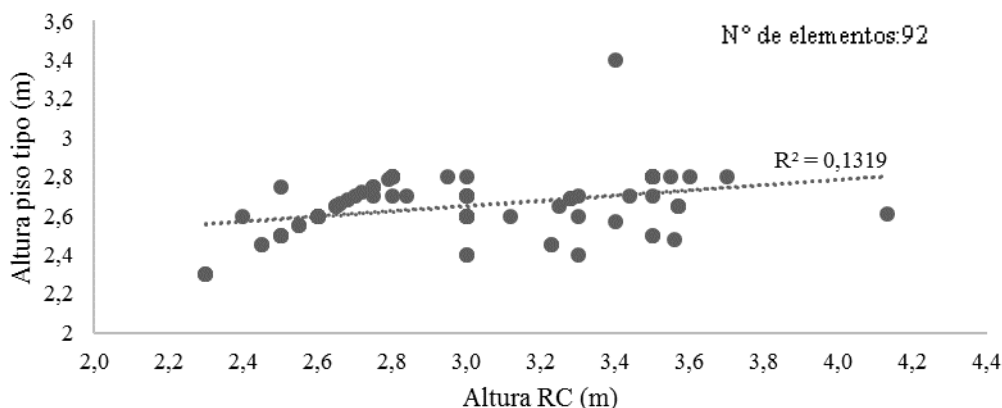


Fig. 3.67. – Relação entre a altura do rés-do-chão e a altura dos pisos superiores.

A correlação entre as duas variáveis é analisada através da regressão linear caracterizada com um  $R^2$  de 0,1319.

O valor médio da altura do rés-do-chão é de 2,99 m enquanto que o valor médio para altura dos pisos superiores é apenas 2,65m. A irregularidade observada pode conduzir ao mecanismo soft storey.

A área de piso assume valores entre 59 e 1333m<sup>2</sup>. Como se observa, Fig. 3.68., as classes dominantes são as dos 300 e dos 500m<sup>2</sup> estando o valor médio compreendido nas duas categorias, 416m<sup>2</sup>.

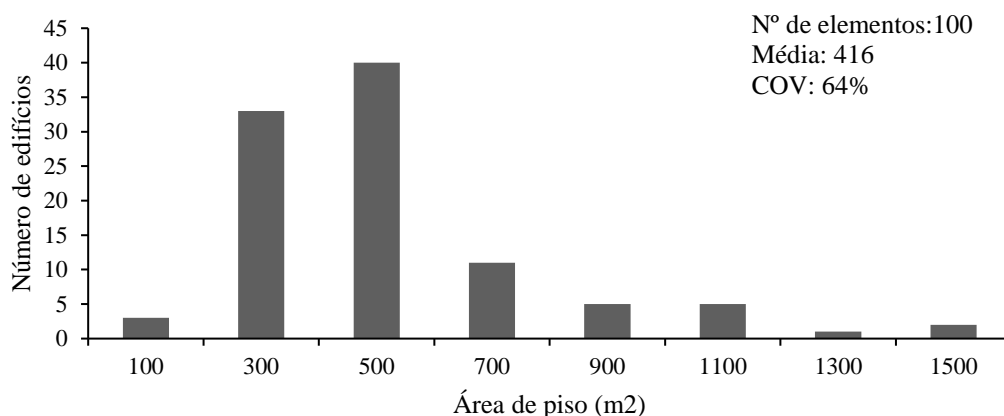


Fig. 3.68. – Área de piso.

Relaciona-se em seguida a variável associada ao ano de construção com as seguintes variáveis: número de pisos, área de piso, altura do RC e altura de piso. A Fig. 3.69., representa a relação entre o ano de construção e o número de pisos ou a área de pisos, em ambos os conjuntos de variáveis representa-se a linha de tendencia e respetivo  $R^2$ , contudo as variáveis apresentam baixa correlação.

A Fig. 3.70., relaciona o ano de construção com altura do rés do chão e do piso tipo. Mais uma vez não é possível identificar linhas de tendencia com correlações significativas entre variáveis.

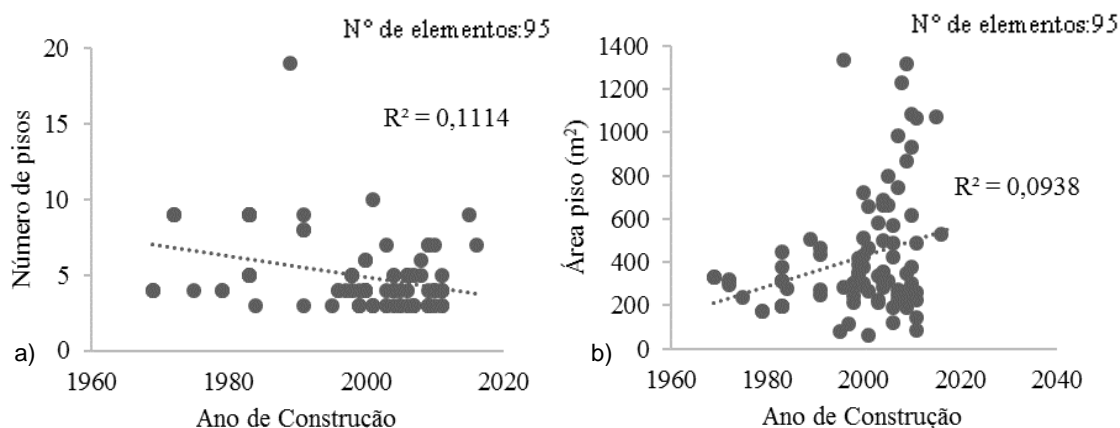


Fig. 3.69. – Relação entre o ano de construção e: a) o número de pisos, b) a área de piso.

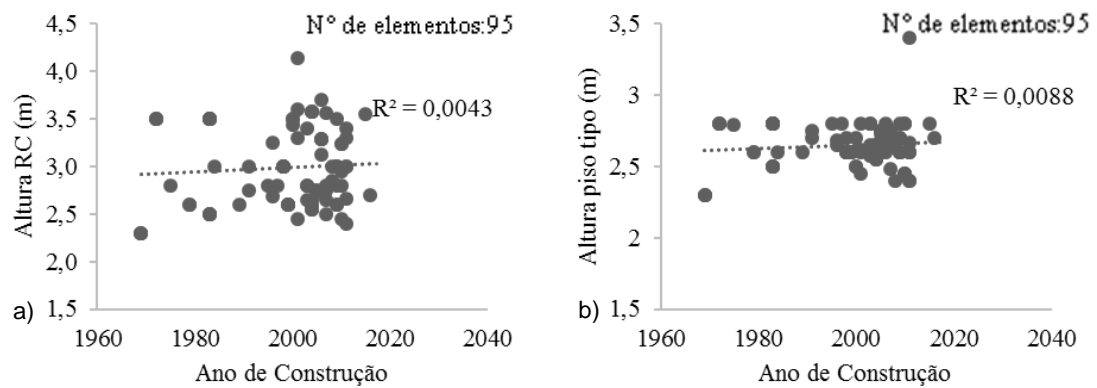


Fig. 3.70. – Relação entre o ano de construção e: a) altura do RC, b) altura piso tipo.

Segue-se com a análise dos materiais usados.

Para o aço, o leque de categorias de classe de aço é 8. Salienta-se o fato de que 24 dos projetos não continham informação relativa à classe de aço. A classe dominante é a dos A500NR A500EL, Fig. 3.71..

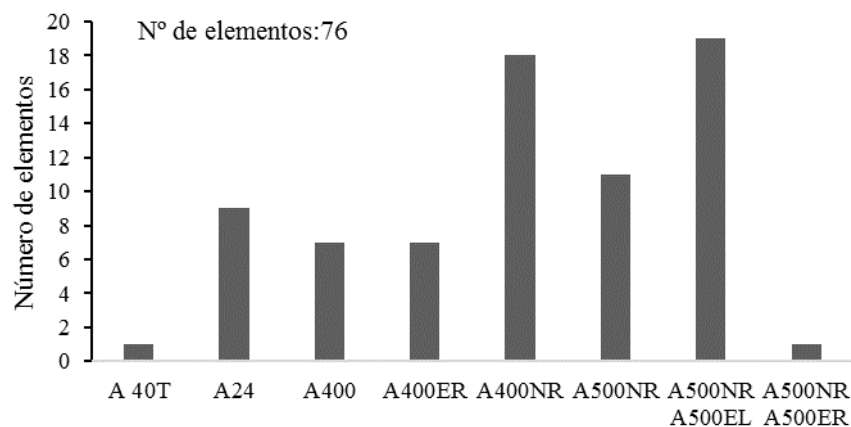


Fig. 3.71. – Classe de aço dos edifícios.

A Fig. 3.72. agrupa a informação relativa às classes de betão dos edifícios. Neste campo de análise, a classe C20/25 reúne o maior número de edifícios, cerca de 36%.

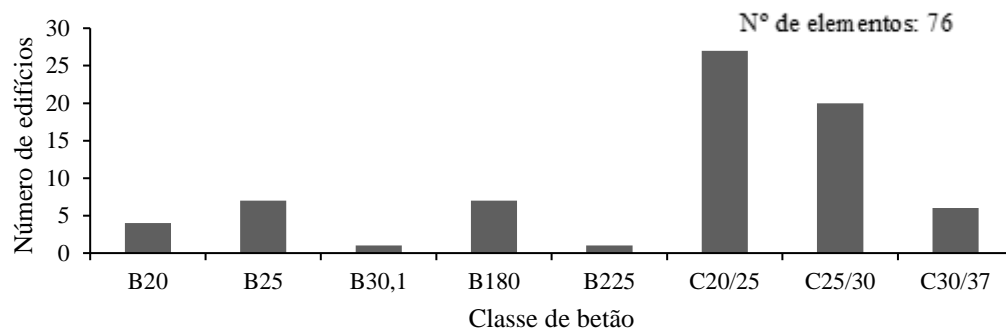


Fig. 3.72. – Classe de betão dos edifícios.

Relativamente à espessura e tipo de laje, a informação está reunida na Fig. 3.73.. Reunem-se 3 categorias de lajes, La – laje aligeirada, La PE - laje aligeirada pré-esforçada e Lm – Laje maciça.

Dentro da categoria das lajes aligeiradas destaca-se a espessura dos 25cm enquanto que para a categoria das lajes maciças a espessura dominante é a dos 20cm.

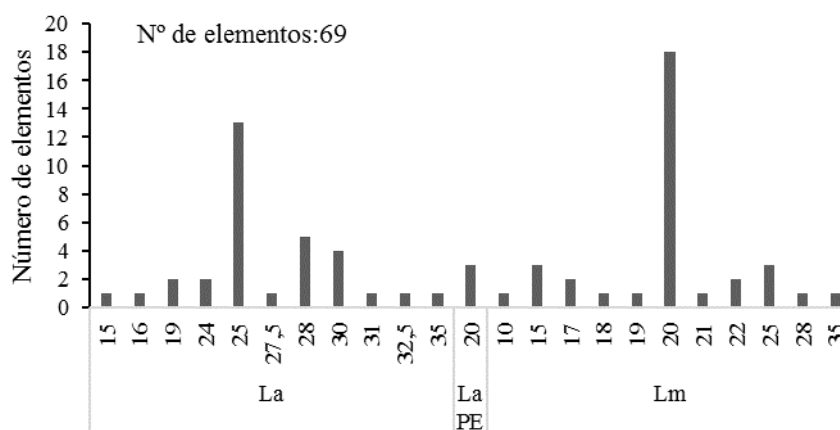


Fig. 3.73. – Tipo de laje e respetiva espessura (cm).

Prosegue-se a exposição e análise dos resultados relativamente a elementos estruturais. Relativamente ao pilares encontra-se reunida toda a informação relativa aos pilares de fachada, dimensões e quantidades de armadura. A alteração para trabalhos futuros é a recolha da informação relativa aos pilares por pisos.

Apresentam-se os dados obtidos para as dimensões do pilar através de um grafico que relaciona as duas variáveis, com o cálculo do rácio, Fig.3.74..

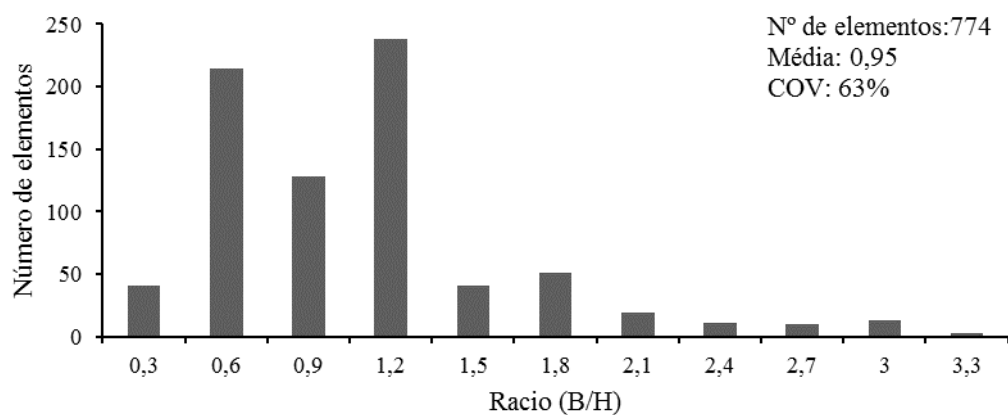


Fig. 3.74. – Rácio da base pela altura do pilar.

Importa também referir os valores médios das dimensões da base e da altura dos pilares que são respetivamente 32 cm e 41 cm respetivamente. Em seguida relaciona-se com a secção do pilar as seguintes variáveis:

- Altura do piso, Fig. 3.75.;
- Área do piso, Fig. 3.76.;
- Área de armadura do pilar, Fig. 3.77..

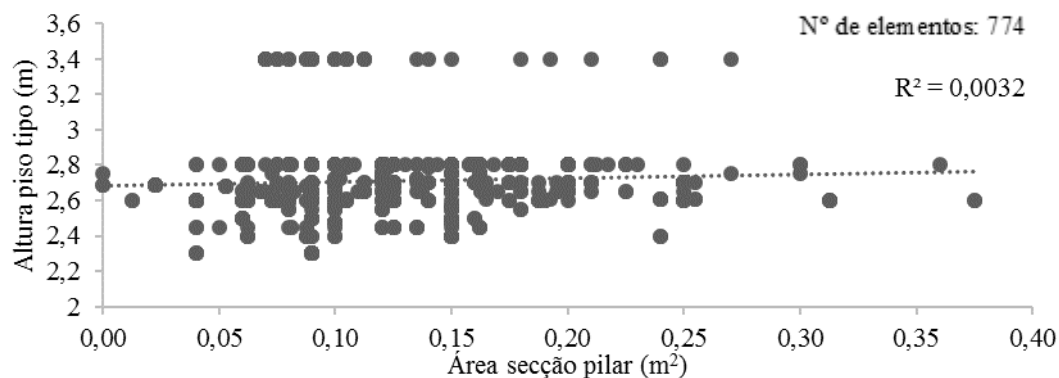


Fig. 3.75. – Área de secção do pilar e altura do piso.

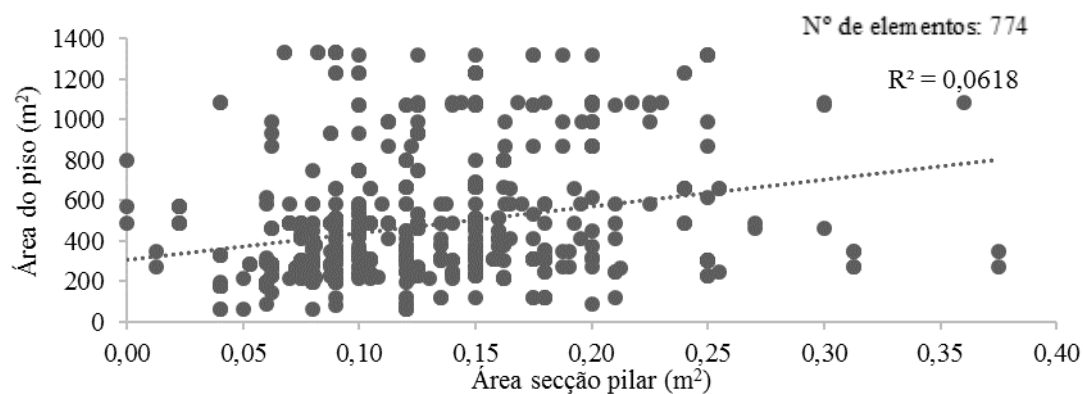


Fig. 3.76. – Área da secção do pilar e área do piso.

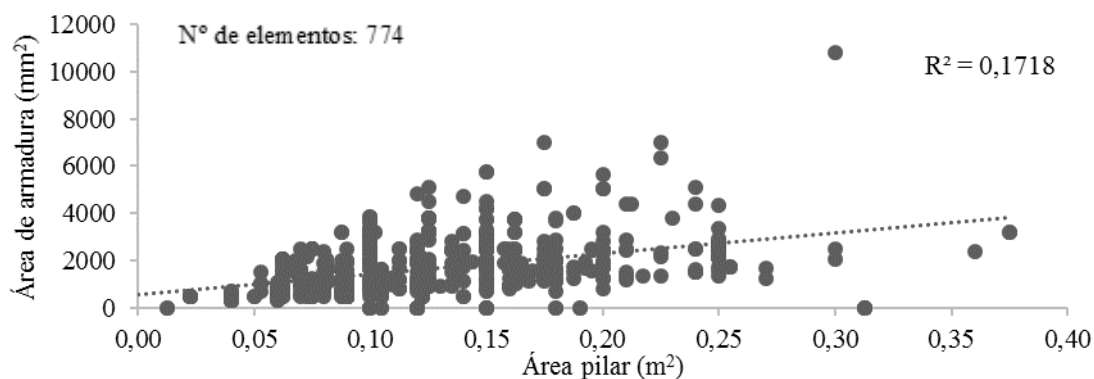


Fig. 3.77. – Área do pilar e área de armadura.

Tabela 3.1. – Valores representativos das variáveis.

Total de elementos 774				
	Área secção pilar (m²)	Altura piso (m)	Área piso (m²)	Área armadura (m²)
Média	0,085	2,65	416	0,0016
COV	84%	6%	64%	68%

Da análise desenvolvida, salienta-se o aumento da armadura do pilar em função da secção tal como seria esperado. Apesar da análise contar já com um número significativo de pilares, não se identificaram relações importantes entre as variáveis, essas conclusões são fundamentadas através dos valores obtidos para  $R^2$ .

Em seguida, fez-se a análise da informação recolhida dos pilares por pisos, contudo, dado que o número de pilares associado ao piso é baixo não foi possível retirar conclusões.

Segue-se agora com a análise das vigas.

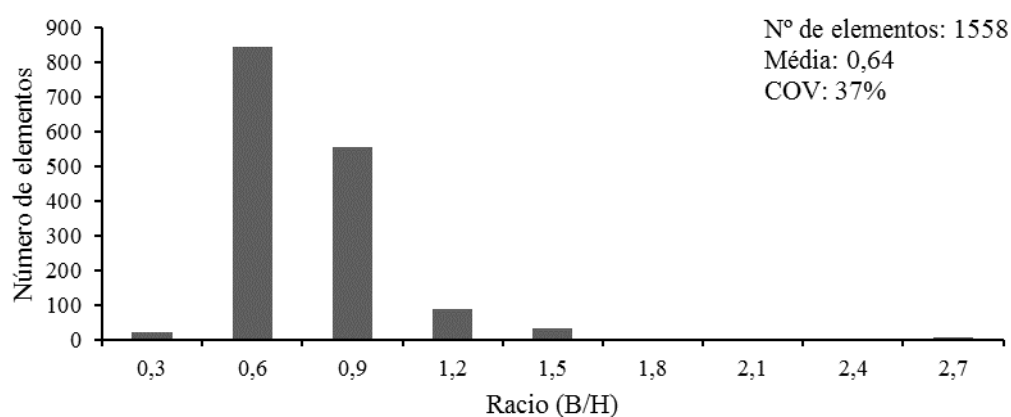


Fig. 3.78. – Racio da base pela altura do pilar.

Relativamente ao rácio entre a base e a altura, destaca-se a categoria dos 0,6 com aproximadamente 60% dos casos.

A área da secção da viga quando comparada com a altura do piso não se identifica nenhuma tendência, foram observados 42254 elementos, Fig. 3.79..

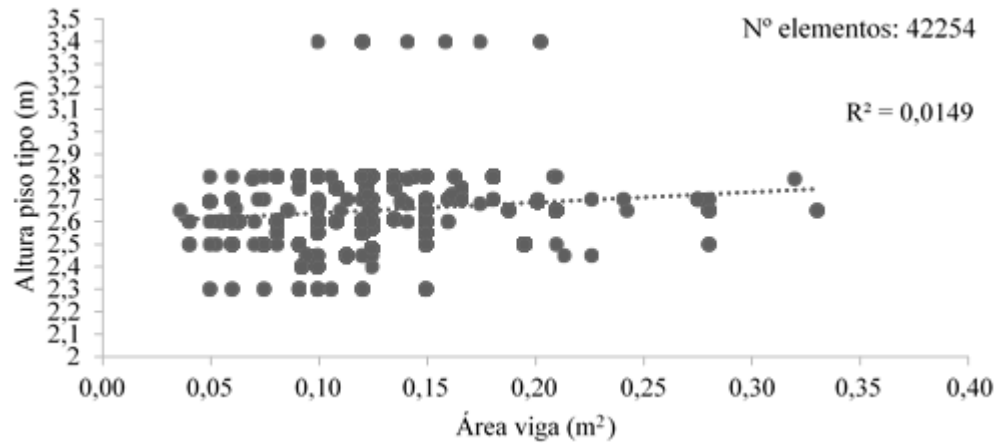


Fig. 3.79. – Área de secção da viga e altura do piso.

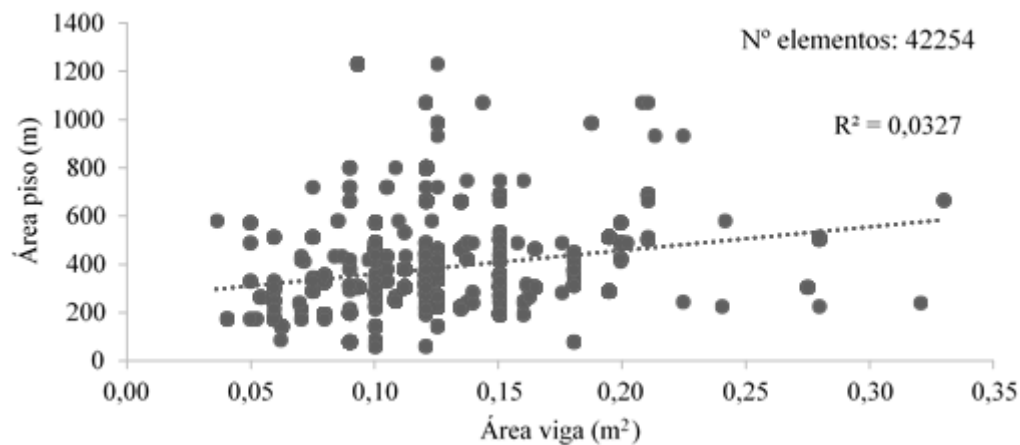


Fig. 3.80. – Área da secção da viga e área do piso.

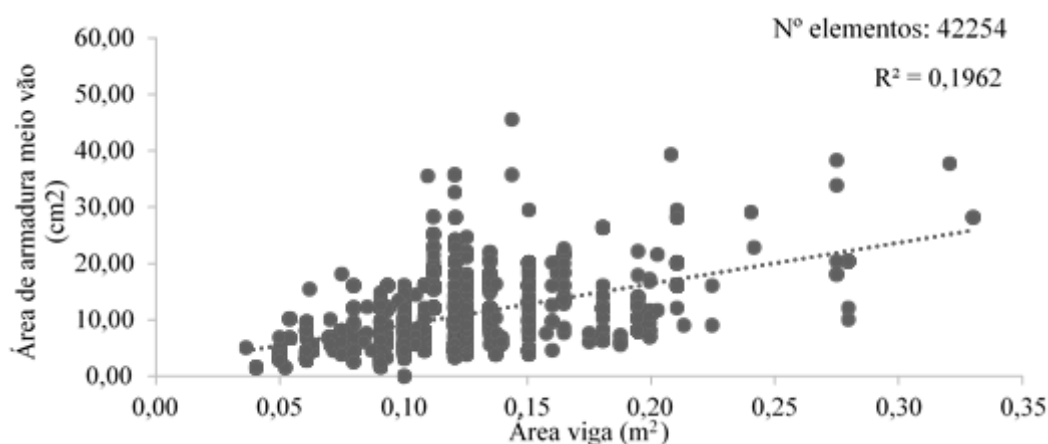


Fig. 3.81. – Área da viga e área de armadura a meio vão.

A Fig. 3.80. expressa a relação entre a secção da viga e área do piso. Também para estas variáveis não são visíveis tendências. A Fig. 3.81. relaciona a área da viga com a área de armadura a meio vão, neste caso observa-se que a armadura da viga aumenta com o aumento da área da secção. Esta correlação é expressa através do  $R^2$ .

Relativamente às tipologias optou-se por não analisar dimensões das tipologias para não repetir análises feitas anteriormente. Apenas 8 categorias são comuns a todos os estudos.

As oito categorias estudadas agrupam 779 paredes. A categoria 0 tal como na análise anterior reúne o maior número de paredes, esta tipologia é seguida pela tipologia 1, Fig. 3.82..

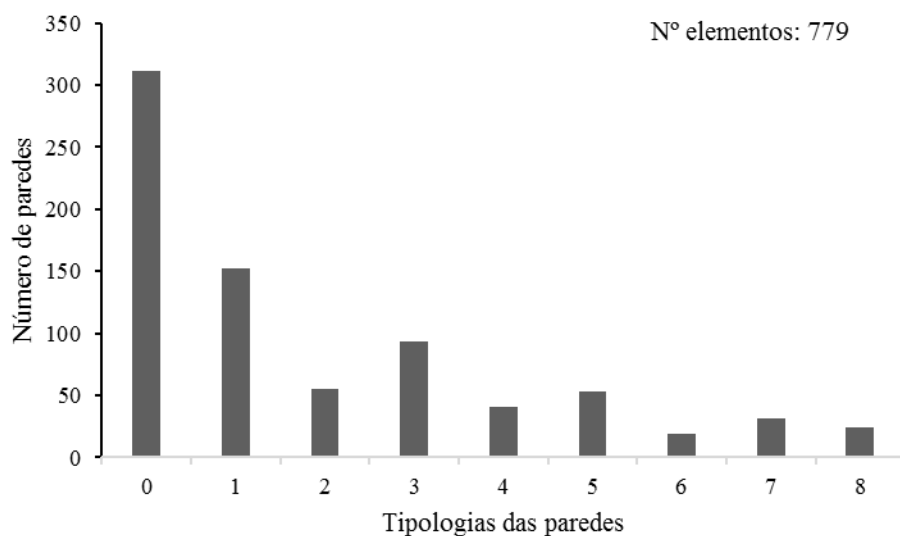


Fig.3.82. – Tipologia das paredes.



A Fig. 3.83. relaciona a área do painel com a área da abertura, nesta análise não foram incluídas as paredes de tipologia 0 uma vez que nessa tipologia não existem aberturas. Existe uma grande dispersão entre as duas variáveis em estudo, evidenciada pelo valor caracterizador da regressão linear  $R^2=0.0668$ .

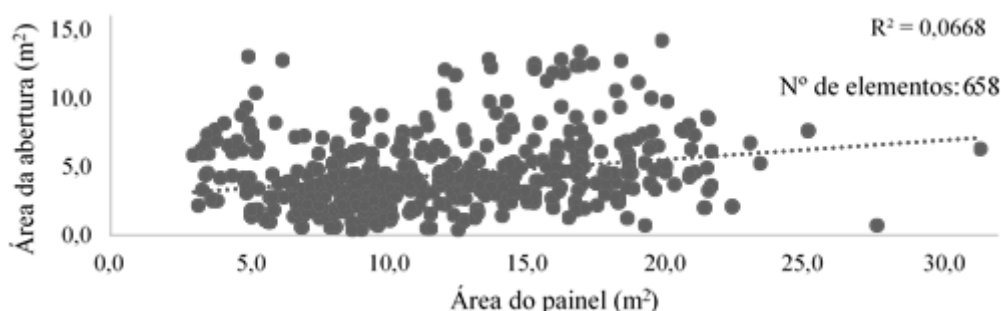


Fig. 3.83. – Área do painel pela área da abertura.

A falta de uniformidade dos resultados foi particularmente sentida na análise das dimensões de cada tipologia, impossibilitando certas análises.

O EC 8 define um valor mínimo para a relação entre o comprimento da parede,  $l$ , e a maior altura livre,  $h$ , das aberturas adjacentes à parede. Segundo o anexo nacional este valor é de 0,4 [24]. Por esse motivo selecionou-se apenas as tipologias com aberturas adjacentes, 62 paredes, e reuniu-se essa informação na Fig. 3.84.. Para estas paredes não se verificou nenhum caso que infringi-se o limite do eurocódigo, para facilitar a análise desenhou-se na figura uma linha a vermelho que define o limite imposto pelo EC 8.

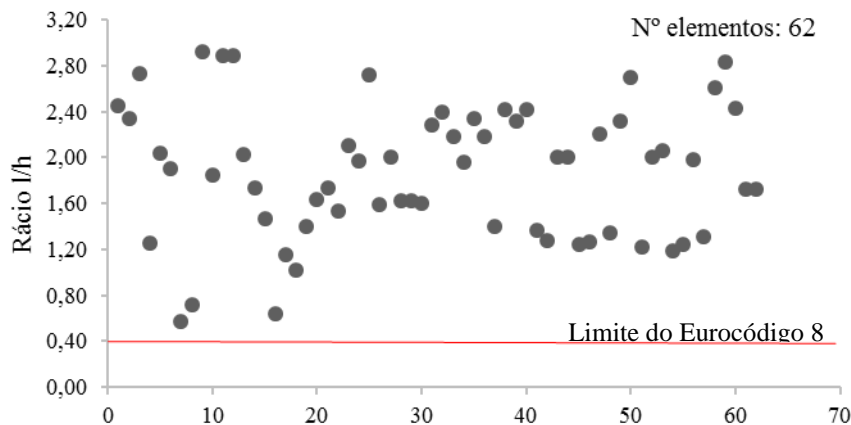


Fig. 3.84 – Rácio  $l/h$ .

No decorrer desta análise, sentiram-se inúmeras dificuldades dadas as diferentes formas de organização de dados consoante o autor. Mais uma vez foi notória a importância do uso de uma tabela dinâmica e de uma organização de dados que permita, não suscetível a erros de interpretação, analisar todas as variáveis.

Para além da análise desenvolvida ser um contributo importante na tentativa de caracterizar os edifícios portugueses da tipologia em estudo, a principal preocupação deste trabalho foi a organização de dados, para possibilitar que os mesmos sejam usados em trabalhos futuros.

É importante realçar a falta de projetos de edifícios mais antigos, que permitam avaliar a influência da legislação.

Relativamente à qualidade dos dados recolhidas, considera-se que os dados relativos aos elementos estruturais apresentam uma qualidade superior à dos elementos de alvenaria.

Conclui-se a realização deste estudo com a otimização do ficheiro Excel que reúne os resultados dos três estudos.

# 4

## MODELAÇÃO NUMÉRICA DE UM EDIFÍCIO TIPO PORTICADO DE BETÃO ARMADO

### 4.1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Com a evolução da construção e respetivos materiais de construção, as paredes de alvenaria perderam a sua função estrutural e passaram a ser considerados elementos não estruturais, com isto na maioria dos casos a sua influência no comportamento da estrutura é desprezada [6].

As análises pós sismo realizadas nos últimos anos impulsionaram a investigação da influência destas paredes no comportamento da estrutura.

Estas investigações revelaram que apesar das alvenarias não estruturais, não influenciarem negativamente a ação das cargas verticais, o mesmo não acontece quanto às cargas horizontais, neste caso estas paredes têm uma contribuição significativa podendo alterar a resposta da estrutura. Os recentes avanços aconselham o uso de modelos numéricos para a análise da estrutura [6].

O presente capítulo tem como objetivo o estudo da influência de determinadas características no comportamento do edifício, no que diz respeito à vulnerabilidade sísmica. São por esse motivo, realizados os seguintes estudos paramétricos:

- Características materiais;
- Introdução das alvenarias;
- Rés-do-chão vazado;
- Introdução de aberturas nas alvenarias.

A seleção dos parâmetros a analisar teve em conta os resultados obtidos para a caracterização de um edifício modelo.

### 4.2. CASO DE ESTUDO

Com o estudo desenvolvido na primeira parte da presente dissertação, foi possível chegar a um conjunto de características modelo, com base em valores médios, que nos permitiram caracterizar um edifício a ser modelado à posteriori, para assim se avaliar a influência das componentes geométricas e das características dos materiais utilizados, particularmente quando a estrutura está sujeita a cargas horizontais.

Após a análise dos dados recolhidos foi possível chegar às características médias. As características do edifício modelo são:

- Classe do betão: C25/30
- Classe do aço: A500NR
- Número de pisos: 4
- Altura do rés-do-chão: 2.9m
- Altura dos pisos superiores: 2.6m
- Base do pilar: 25cm
- Altura do pilar: 40cm
- Base da viga: 25cm
- Altura da viga: 50cm
- Vão na direção X: 5m
- Vão na direção: 4.7m
- Número de vãos na direção X: 5
- Número de vãos na direção Y:4
- Armadura longitudinal pilar: 4 varões de 16mm e 2 varões de 12mm
- Armadura transversal pilar: estribos de 6mm espaçados de 150mm
- Armadura longitudinal da viga: 6 varões de 16mm
- Armadura transversal da viga: estribos de 8mm espaçados de 150mm.

A Fig. 4.1. e a Fig. 4.2. representam a planta e os respetivos alçados do edifício modelo.

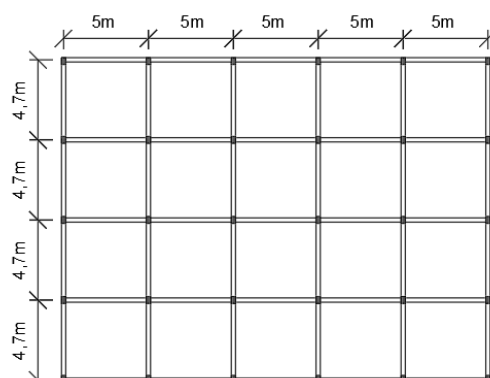


Fig. 4.1. – Planta do edifício modelo.

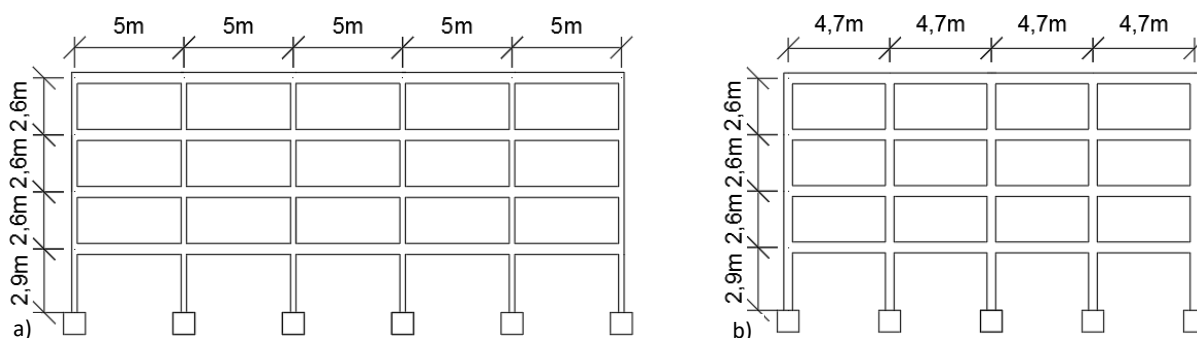


Fig. 4.2. – Alçados do edifício modelo: a) alçado na direção X, b) alçado na direção Y.

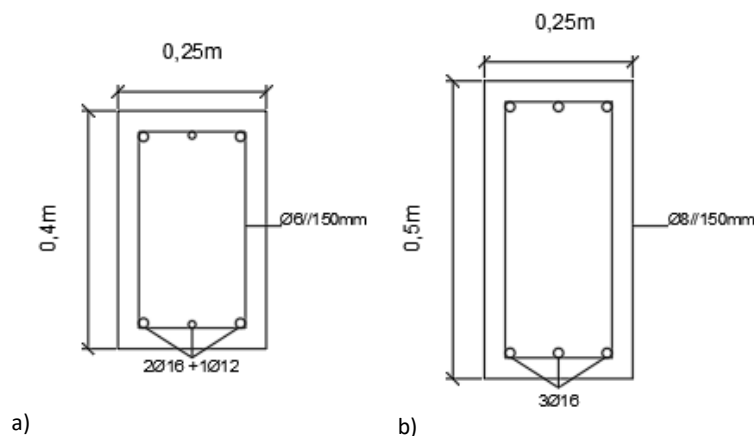


Fig. 4.3. – Seções transversais a) seção transversal do pilar, b) seção transversal da viga.

A Fig. 4.3. encarrega-se da representação da secção dos elementos estruturais, características geométricas e de armadura. Definido na totalidade o edifício modelo foi possível prosseguir para a modelação numérica do mesmo.

### 4.3. MODELAÇÃO NUMÉRICA

Para a modelação do edifício modelo recorre-se ao uso do programa *SeismoStruct*. Este programa é baseado em elementos finitos e recorre a um modelo de fibras tridimensionais. “A distribuição da inelasticidade ao longo do comprimento dos elementos é modelada através de uma formulação cúbica, permitindo assim uma estimativa precisa da distribuição dos danos. Os esforços das secções dos elementos são obtidos integrando a resposta individual uniaxial não linear a cada uma das fibras em que a secção do elemento foi dividida” [19].

Entre outras vantagens associadas a este modelo salienta-se o facto de não ser necessário a calibração inicial dos parâmetros envolvidos e a não necessidade de definir comprimentos pré-definidos de plasticidade [34]

Esta modelação, assume a não linearidade do material através de um modelo de fibras, permitindo a extensão da inelasticidade ao longo do desenvolvimento do elemento e da sua secção transversal. Esta característica permite uma boa representação e distribuição do dano. Todos os elementos são considerados não lineares.

#### 4.3.1. LEI DO BETÃO

O programa usado na modelação numérica do edifício modelo, *SeismoStruct*, disponibiliza 5 modelos distintos para a caracterização do comportamento dos elementos de betão armado: modelo não linear Mander, modelo de betão trilinear, modelo não linear com confinamento constante Mander, modelo não linear de betão ChangMander, modelo de comportamento não linear de Madas e Elnashai, modelo de comportamento não linear Kappos e Konstantinidis e modelo de betão não linear confinado FRP. Na presente modelação para o comportamento dos elementos de betão armado seleccionou-se o modelo de comportamento não linear Mander [35].

#### 4.3.2. LEI DO AÇO

Para o comportamento do aço no programa *SeismoStruct* existem apenas 3 modelos: o de aço bilinear, o de aço de Menegotto-Pinto e o de aço Monti-Nutti. Para a modelação do edifício modelo o modelo seleccionado é o de Menegotto-Pinto [36]

#### 4.3.3. QUANTIFICAÇÃO DAS AÇÕES

O valor do peso próprio da estrutura e o valor da sobrecarga imposta regulamentarmente, foram impostos na estrutura através de cargas verticais distribuídas linearmente nos elementos horizontais de betão armado.

Relativamente aos valores dessas ações usaram-se os valores calculados por Furtado [19]., também para uma modelação numérica de um edifício, valores esses em conformidade com o estipulado no RSA.

#### 4.3.4. MODELAÇÃO NUMÉRICA DAS ALVENARIAS

Após a análise da estrutura na ausência das paredes de alvenaria de enchimento revelou-se pertinente a sua implementação para permitir avaliar a sua influência, uma vez conhecido que a sua presença altera a rigidez, resistência máxima e capacidade de dissipação de energia da estrutura. A implementação das mesmas teve o cuidado de garantir o confinamento adequado entre a parede e os elementos estruturais.

O pórtico e as alvenarias, Fig. 4.4., quando sujeitos a ações, particularmente ações horizontais, começam ambos por apresentar um comportamento monolítico em conjunto sem separação entre os elementos estruturais e a alvenaria, este são os comportamentos observados nesta primeira fase. Esta primeira fase é tanto maior quanto maior for a qualidade da ligação pórtico parede [37].

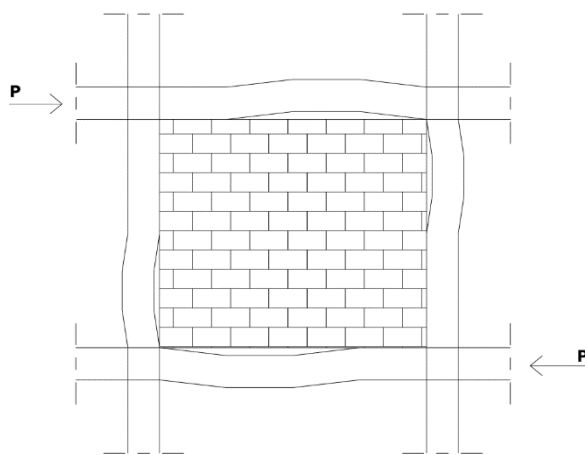


Fig. 4.4. – Separação entre pórtico e alvenaria [37].

Uma segunda fase, inicia-se quando a alvenaria não tem capacidade de acompanhar o comportamento do pórtico de betão armado ou o pórtico não tem capacidade de acompanhar as deformações da alvenaria. Aparecem as primeiras fendas, particularmente localizadas nos cantos tracionados que progridem ao longo da parede em direção aos cantos comprimidos; a parede funciona como uma biela diagonal comprimida.

Quando ocorre rotura inicia-se a 3ª fase. A rotura dá-se ou nos elementos estruturais ou na parede de alvenaria de acordo com a resistência dos mesmos. Caso o pilar apresente suficiente capacidade resistente a rotura dá-se ao nível da alvenaria, ocorrendo de acordo com um dos seguintes modos de rotura.

- Rotura por deslizamento ao longo das juntas horizontais de argamassa, (Fig. 4.5. a));
- Rotura por tração com fendilhação na direção da diagonal comprimida, (Fig. 4.5. b));
- Rotura por esmagamento localizada nos cantos comprimidos, (Fig. 4.5. c)).

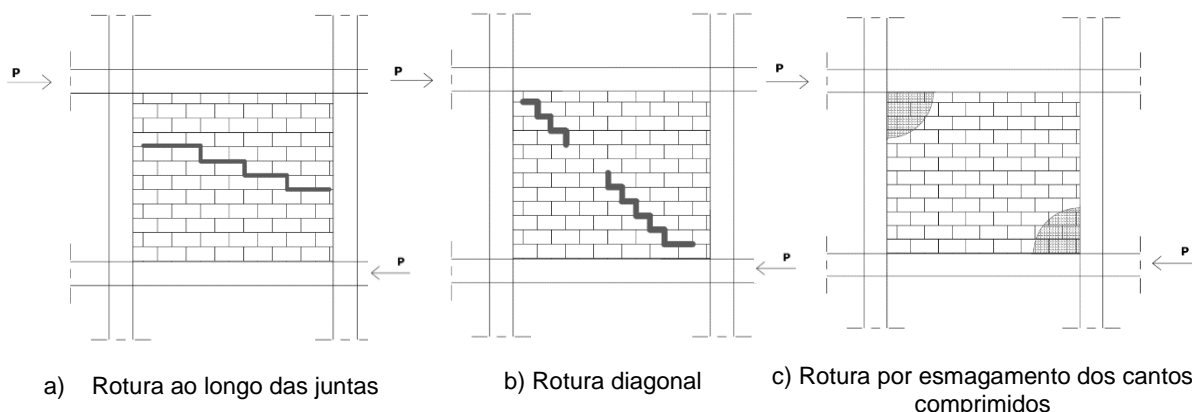


Fig. 4.5. – Modos de rotura da alvenaria [37].

Dada a importância da ligação entre o pórtico e a parede foram já desenvolvidos inúmeros estudos e vários ensaios experimentais para possibilitar uma modelação das paredes que permita aproximar o comportamento das paredes no modelo com o comportamento das paredes no caso real.

Existem dois grandes grupos de estratégias de modelação a seguir explicitados.

O primeiro grande grupo são os Micro-modelos, onde a caracterização se dá separadamente ao nível de cada elemento constituinte da parede, possibilitando a atribuição de características específicas para cada tipo de elemento. A representação das paredes através deste modelo permite uma boa aproximação da realidade; tem em conta os efeitos locais e globais e apresenta resultados de padrão de fendilhação, valor de carga última e mecanismos de colapso muito próximos do comportamento real. Trata-se de um modelo extremamente complexo, contudo uma ótima solução para análises locais e calibração de modelos globais [37].

O segundo grande grupo são os Macro-modelos, os quais necessitam apenas de uma lei constitutiva global da alvenaria. Trata-se de um modelo mais simples, não tão preciso, mas que permite uma representação do comportamento da parede e da sua correspondente contribuição no desempenho da estrutura face às ações sísmicas. No presente exercício de modelação utilizou-se um Macro-modelo (Modelo da dupla biela equivalente), proposto por Crisafulli [8] e testado por Smyrou [38], uma vez que é conhecida a conformidade de resultados entre o modelo e os ensaios experimentais.

#### 4.3.5. MODELO DA DUPLA BIELA EQUIVALENTE

Ensaio experimentais atestam que neste modelo o comportamento do conjunto pórtico-parede para cargas horizontais baixas é monolítico. Com o aumento das cargas o comportamento do conjunto pórtico-parede torna-se mais complexo originando a separação dos elementos, passando o pórtico a sofrer deformações por flexão e a alvenaria a deformar-se por corte, mantendo apenas o contacto nos cantos comprimidos.

De forma simplificada, simula-se a atuação da parede no pórtico através de duas barras diagonais com características mecânicas e geométricas que permitem caracterizar a parede, o seu respetivo comportamento e influência na estrutura [37].

Este modelo é uma junção entre o modelo de uma biela e o modelo da tripla biela equivalente. Segundo Crisafulli [8], cada parede é representada com o auxílio de 4 bielas e duas molas com comportamento não linear; as duas barras diagonais paralelas, são responsáveis por transmitir os esforços e deformações

aos cantos e a uma mola por contabilizar a resistência e o deslizamento. A segunda mola, atua em toda a diagonal da parede e depende apenas da sua própria deformação [38].

O modelo é caracterizado por 4 nós internos, que são responsáveis por simular as interações que acontecem na realidade entre a alvenaria e o pórtico de betão armado. Existem ainda outros 4 nós responsáveis por representar o comprimento e largura de contacto parede-pórtico, Fig. 4.6..

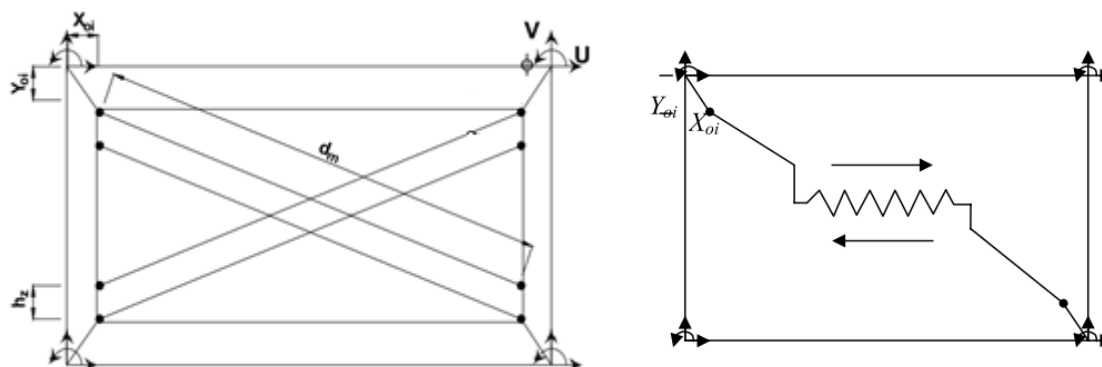


Fig. 4.6. – Modelo utilizado no SeismoStruct para a parede de alvenaria [38].

As 4 bielas assumem um comportamento definido por Crisafulli [36], comportamento hysterético que assenta em 5 leis que consideram a possibilidade de diferentes modos de tensão, a biela de deslizamento assume como comportamento, o comportamento hysterético bilinear, Fig. 4.7..

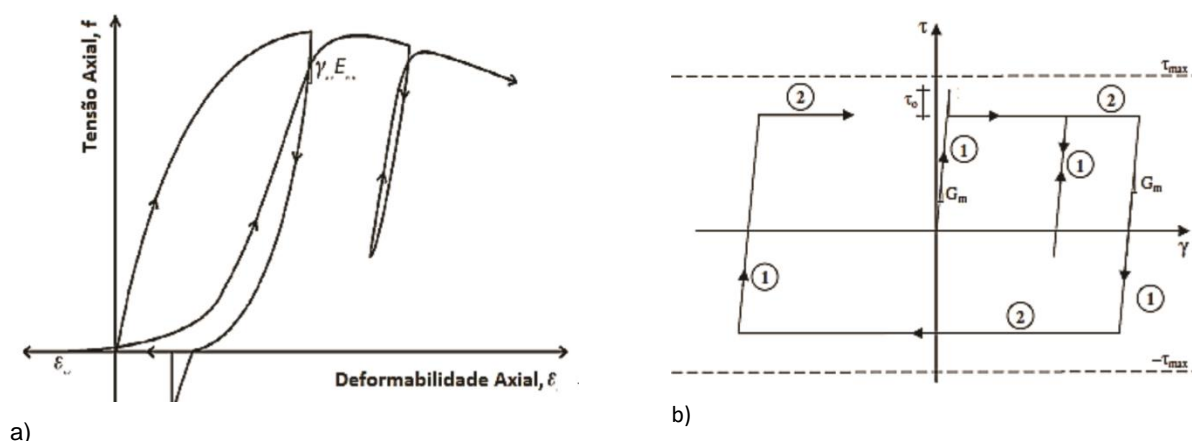


Fig. 4.7. – Comportamento hysterético a) bielas de compressão, b) molas de deslizamento. (fonte:[38])

#### 4.4. TIPOS DE ANÁLISE

As análises que recorrem ao uso de sismos reais ou que de alguma forma os conseguem gerar de forma artificial, são conhecidas como as mais precisas. Estas análises apesar de permitirem obter excelentes resultados, são de extrema complexidade dado o número de variáveis envolvidas, aleado a este facto está ainda a ausência de preparação por parte dos projetistas para o comportamento estrutural não linear [34].

Por estes motivos, enunciados no parágrafo anterior, surgem formas de análise mais simples como é o caso das análises não lineares *pushover* que permitem conhecer a capacidade de resistência e de deformação do edifício com análises simples não lineares e estáticas. Este método, contabiliza a redistribuição das forças externas e a linearidade dos materiais produzindo como resultado as curvas de capacidade, que representam a evolução do deslocamento em função do corte basal [19].



É importante salientar que com este tipo de análise é possível conhecer a deformação dos elementos, as forças internas desenvolvidas e os *drifts* por piso ou ao nível global da estrutura [42].

As desvantagens do método estão associadas ao facto de que não permite com precisão representar os fenómenos dinâmicos e não inclui os efeitos devido à influência dos modos superiores de vibração ou progressiva degradação da rigidez [40].

Para colmatar as desvantagens enunciadas surge o método de análise não linear estática *pushover* adaptativa. Neste método o carregamento é variável e continuamente atualizado no decorrer da análise de acordo com a deformada modal e os fatores de participação modal. Contabiliza-se assim nesta análise a degradação da resistência dos elementos e as alterações ao nível das forças de inércia devido à amplificação espectral [41].

Uma análise *pushover* ou se baseia em deslocamentos ou em forças. Para esta análise *pushover* decidiu-se aplicar uma análise baseada em forças uma vez que numa análise baseada em deslocamentos algumas características importantes são disfarçadas, nomeadamente a existência de irregularidades e os mecanismos *soft-storey* uma vez que o deslocamento se mantém constante durante toda a análise. Esta análise *pushover* baseada em forças é também defendida e prevista no EC8 [24].

Com esta análise serão avaliadas as curvas de capacidade para cada modelo:

- Curva de capacidade expressa a relação entre a força de corte basal e o deslocamento da estrutura [34]. Com base nesta curva foi possível determinar: a rigidez inicial da estrutura,  $K_{mi}$ , que corresponde ao declive do trecho inicial da curva de capacidade, o valor do corte basal máximo,  $F_{máx}$ , e o deslocamento de cedência,  $d_y^*$ , com base no anexo B do EC8 [24].

#### 4.5. ESTUDO PARAMÉTRICO

Nesta primeira fase de análise optou-se por considerar apenas os elementos estruturais. Como já se referiu utiliza-se as características médias dos dados recolhidos para a caracterização desses mesmos elementos, refere-se que pilares e vigas mantêm iguais características em todos os pisos deteta-se uma fragilidade da base de dados existente visto que não possibilidade de obter valor médios por pisos.

Relativamente aos materiais usados opta-se pela criação de 4 modelos onde se fará variar as classes de aço e de betão de acordo com a amostra de resultados obtida resultante dos projetos analisados. Os modelos estão definidos na Tabela 4.1..

Tabela 4.1. – Modelos para análise.

Modelos		Classe aço	Classe betão
Modelo de Referência	M_S500_C25	A500	C25/30
Modelo 1	M_S500_C20	A500	C20/25
Modelo 2	M_S500_C30	A500	C30/37
Modelo 3	M_S400_C25	A400	C25/30

A utilização destes 4 modelos permite analisar a influência dos materiais na resposta sísmica dos edifícios, no primeiro e segundo modelo alterou-se a classe de betão face ao modelo referência enquanto que no modelo 3 alterou-se a classe do aço.

Numa primeira análise avalia-se a influência dos materiais nos valores do período, da frequência e da frequência angular para os 3 modos de vibração.

#### 4.6. RESULTADOS DA ANÁLISE DA FREQUÊNCIA DA ESTRUTURA

Para os modelos relativos à classe do betão obtiveram-se as seguintes frequências de vibração, expressos na figura seguinte:

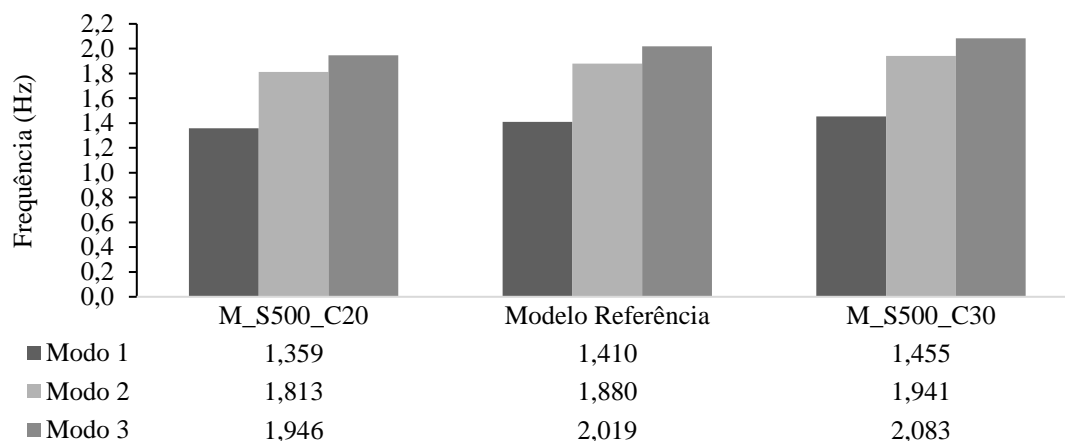


Fig. 4.8. – Frequências dos 3 modos de vibração para os diferentes modelos, variação classe de betão.

Recorrendo à análise da Fig. 4.8 é fácil perceber que a frequência aumenta com a classe de betão. Comparando os valores da frequência obtidos para o modelo M\_S500\_C20 com os valores obtidos para o modelo de referência observa-se um aumento na ordem dos 4% do modelo M\_S500\_C20 para o modelo de referência para os 3 modos de vibração.

Agora na análise do modelo de referência com o modelo M\_S500\_C30 mantém-se o crescimento da frequência com o aumento da classe de betão, sendo esse crescimento na ordem dos 3%.

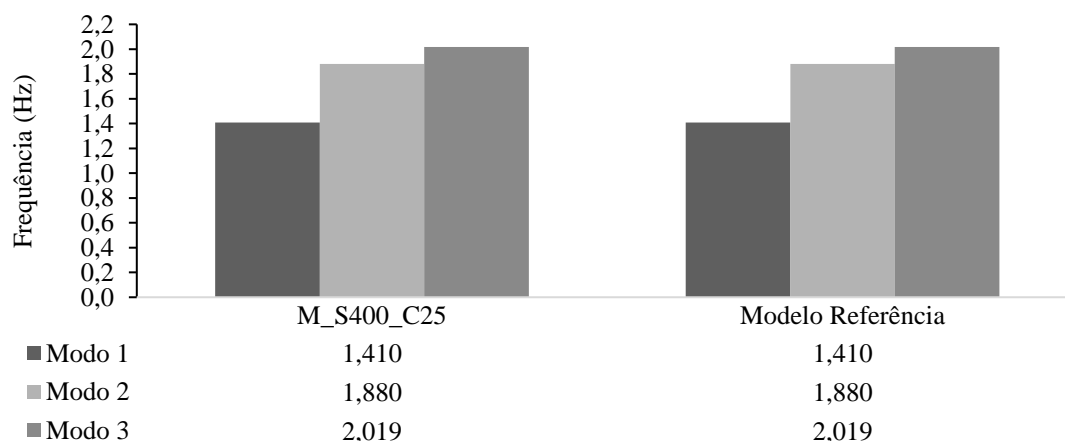


Fig. 4.9. – Frequências dos 3 modos de vibração para os diferentes modelos, variação classe de aço.

Através da análise da Fig. 4.9. constata-se que a frequência associada a cada modo de vibração não se altera com as variações de classe do aço.

#### 4.7. RESULTADOS ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA *PUSHOVER* ADAPTATIVA SEM ALVENARIAS

A primeira fase desta análise foi a aplicação de forças unitárias horizontais na direção em que se pretendia fazer a análise. Dessa análise resulta uma curva de capacidade que expressa a força de corte basal em função do deslocamento de cedência, para facilitar a interpretação dos resultados transformou-se os valores do deslocamento em valores do *drift* global da estrutura.

Começa-se por apresentar os dados relativos à análise dos modelos onde se varia a classe de betão, em primeiro lugar para a direção X, Fig. 4.10. e em seguida para a direção Y, Fig. 4.11..

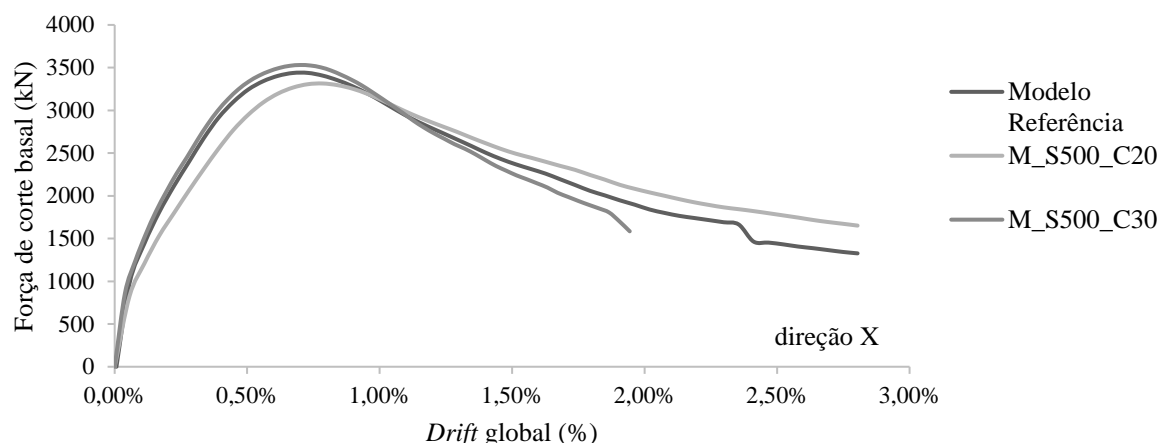


Fig. 4.10 – Curva de capacidade para a direção X, variação da classe de betão.

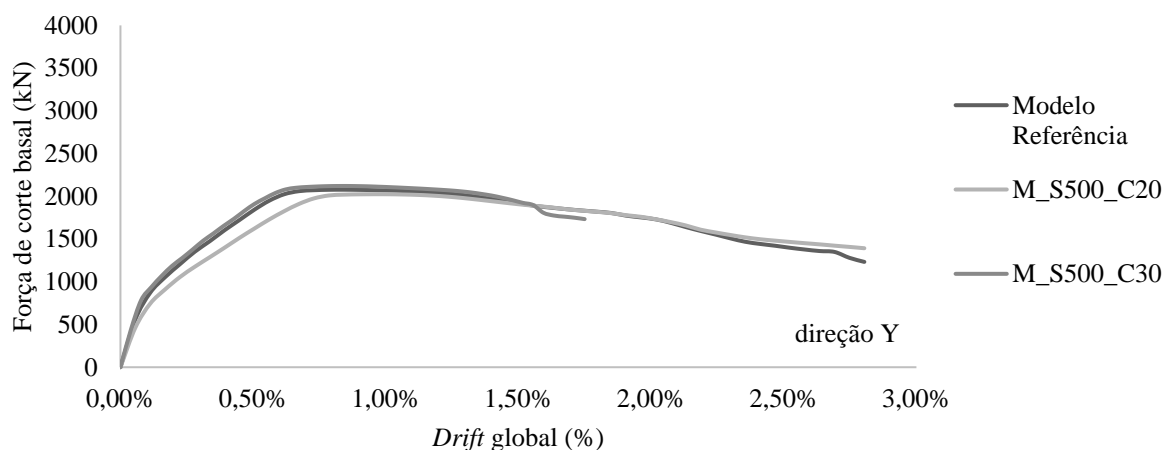


Fig. 4.11 – Curva de capacidade para a direção Y, variação da classe de betão.

Para facilitar a análise foram elaborados gráficos de barras com os valores da rigidez inicial da estrutura, Fig. 4.13., o valor máximo do corte basal, Fig. 4.12. e o valor do deslocamento de cedência, Fig. 4.14.. O valor máximo de força de corte basal é obtido diretamente do programa, a rigidez inicial da estrutura é calculada através do declive do trecho inicial da curva quanto ao deslocamento de cedência é calculado de acordo com o definido no EC8 [24].

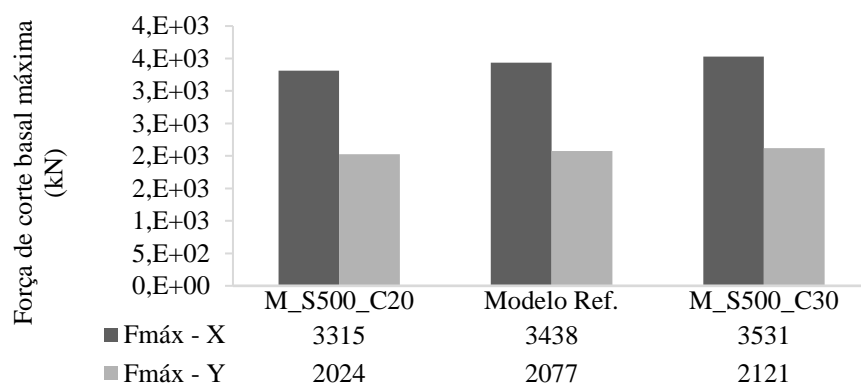


Fig. 4.12. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, força de corte basal.

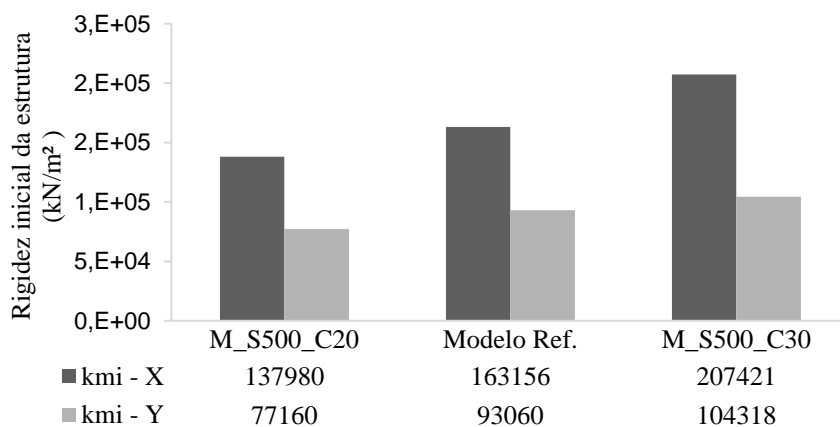


Fig. 4.13. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, rigidez inicial da estrutura.

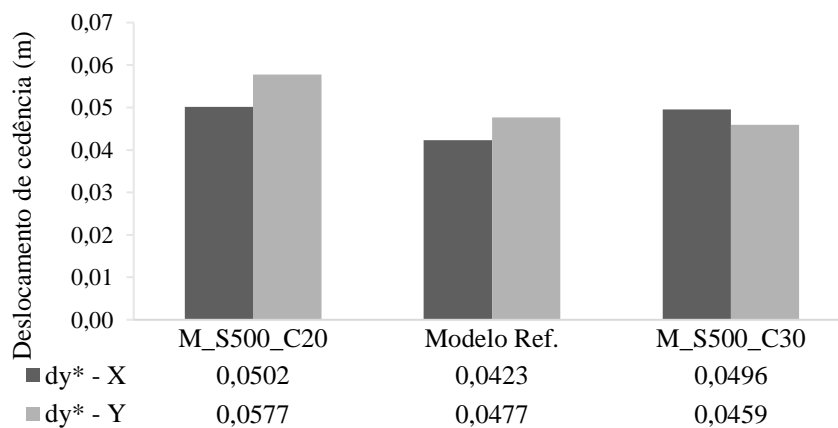


Fig. 4.14. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, deslocamento de cedência.

A força de corte basal máxima e a rigidez inicial da estrutura aumentam com a classe de betão tanto na direção X como na direção Y enquanto que o valor do deslocamento de cedência diminui com o aumento da classe de betão.

Do M\_S500\_C20 para o modelo de referência o valor da força máxima basal de corte na direção X aumenta 4% enquanto que do modelo de referência para o M\_S500\_30 o aumento é de 3%. Os mesmos parâmetros, mas na direção Y os aumentos são de 3% e 2%.

Relativamente à rigidez inicial o aumento relativo a este valor registado do modelo M\_S500\_C20 para o modelo de referência na direção X é de 15%, do modelo de referência para o modelo M\_S500\_C30 esse aumento é de 21%. Para a mesma comparação de valores, mas na direção Y as percentagens obtidas são 17% e 20%.

No caso do deslocamento de cedência observa-se uma diminuição do mesmo com o aumento da classe de betão em quase todos os casos; todavia comparando o modelo de referência com o modelo M\_S500\_C30 para a direção X o mesmo não se verifica, existe um ligeiro aumento.

É ainda importante referir que a força máxima basal de corte e a rigidez inicial da estrutura são maiores na direção X, cerca de 40% comparando com a direção Y.

De seguida apresentam-se os dados relativos à variação da classe do aço. Em primeiro lugar encontram-se representadas as curvas de capacidade na direção X, Fig. 4.15, e direção Y, Fig. 4.16.

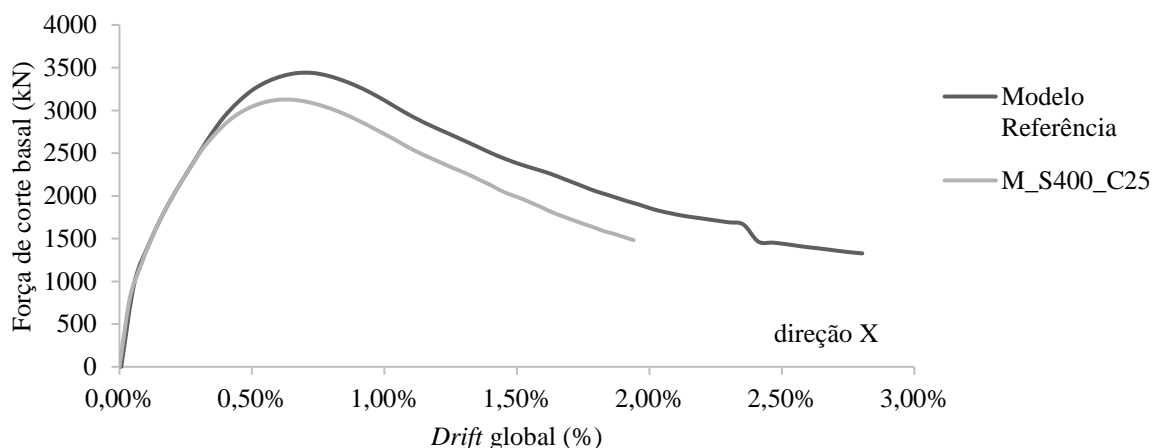


Fig. 4.15. – Curva de capacidade para a direção X, variação da classe de aço.

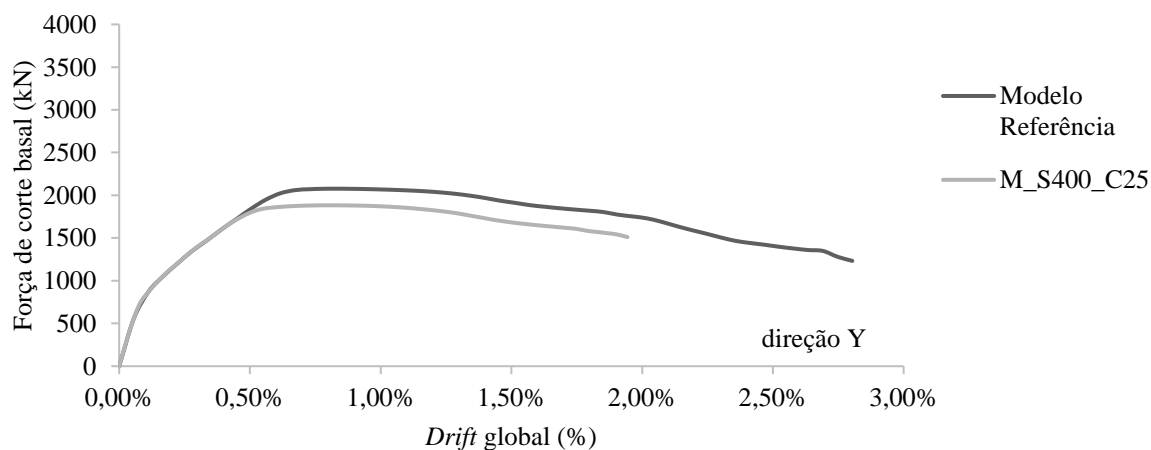


Fig. 4.16. – Curva de capacidade para a direção Y, variação da classe de aço.

Os resultados retirados das curvas de capacidade encontram-se sistematizados nos gráficos seguintes.

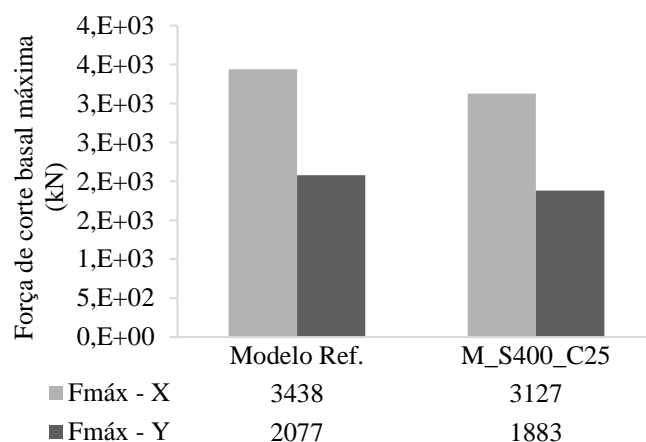


Fig. 4.17. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, força máxima de corte basal.

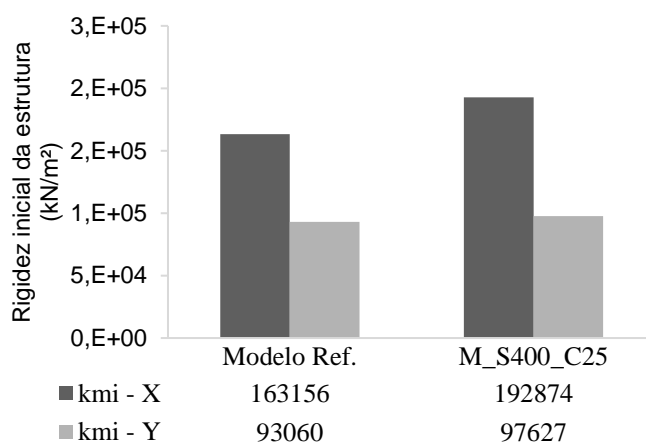


Fig. 4.18. – Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, rigidez inicial da estrutura.

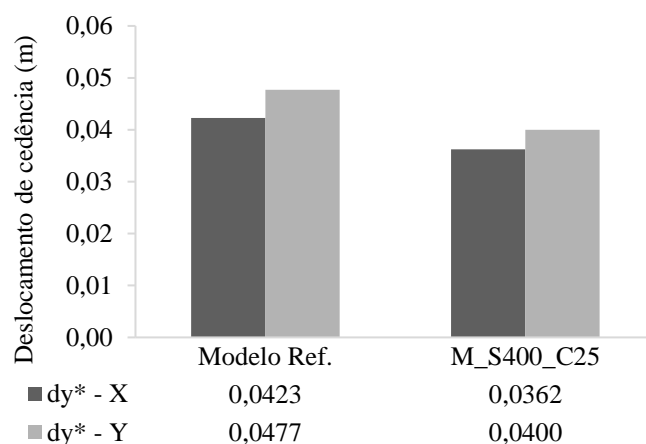


Fig. 4.19 - Parâmetros característicos da curva de capacidade direção X e Y, deslocamento de cedência.

Com base na Fig. 4.17. na Fig. 4.18. e na Fig.4.19. é possível concluir que no modelo de referência a classe do aço utilizado é superior à do modelo M\_S400\_C25; ou seja, constata-se que com o aumento da classe de aço a força máxima de corte basal aumenta. Quanto à rigidez inicial da estrutura é tanto maior quanto menor for a classe do aço.

A força máxima de corte basal com o aumento da classe de aço sobre um aumento na ordem dos 9% nas duas direções,

Por último o deslocamento de cedência aumenta com a classe do aço. Esse aumento é na ordem dos 15%. Para todos os parâmetros os valores são superiores na direção X.

#### 4.8. RESULTADOS ANÁLISE NÃO LINEAR ESTÁTICA *PUSHOVER* ADAPTATIVA COM ALVENARIAS

Para o estudo da influência das paredes de alvenaria de enchimento, após uma análise detalhada dos estudos existentes, com vista a colmatar fragilidades ainda existentes optou-se por estudar 4 disposições distintas da alvenaria:

- Alvenaria em todos os pisos (Fig. 4.20. a));
- Alvenaria em todos os pisos exceto o rés-do-chão (Fig. 4.20. b));
- Alvenaria em todos os pisos considerando aberturas (Fig. 4.21. c));
- Alvenaria em todos os pisos exceto rés-do-chão com aberturas (Fig. 4.21. d)).

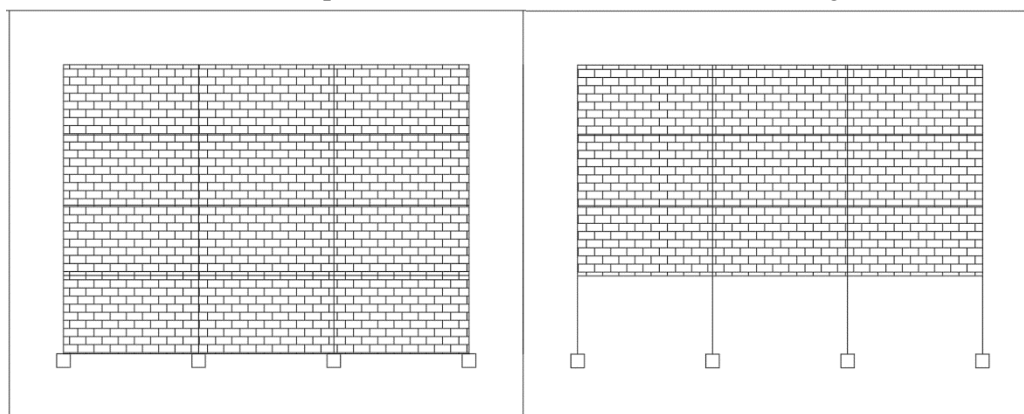


Fig. 4.20. – Modelos disposição alvenarias: a) alvenaria em todos os pisos b) alvenaria em todos os pisos exceto o rés-do-chão.

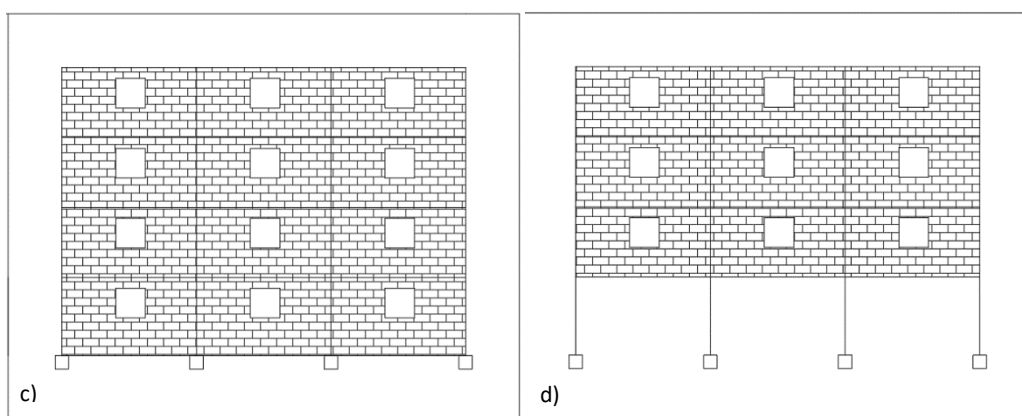


Fig. 4.21. – Modelos disposição alvenarias: c) alvenarias em todos os pisos com aberturas d) alvenarias em todos os pisos exceto o rés-do-chão com aberturas.

Pretendeu-se também verificar qual a influência da unidade de alvenaria utilizada, na resposta sísmica dos edifícios. Nesta análise foram considerados diferentes unidades de alvenaria tijolo 11, tijolo 15 e tijolo 31.5.

A introdução das paredes de alvenaria implica a definição de alguns parâmetros caracterizadores das mesmas.

Parâmetros mecânicos:

- Resistência à compressão,  $f_{m\theta}$  – este parâmetro permite-nos controlar a resistência de suporte da parede.
- O módulo de elasticidade,  $E_m$  – valor relativo ao declive do trecho inicial da curva tensão extensão.
- Resistência à tração,  $f_t$  – este parâmetro representa o valor da resistência à tração da parede de alvenaria.

Existem diversas formas de cálculo para estes valores. Neste caso os valores utilizados para o módulo de elasticidade, para a resistência à compressão e à tração de cada unidade de alvenaria foram retirados do trabalho experimental realizado por Sousa [39].

Tabela 4.2. – Tipos de alvenarias [39].

	Tijolo 11	Tijolo 15	Tijolo 31.5
$E_m$ – Módulo de elasticidade	938.4MPa	890.9MPa	2849.3MPa
$f_{m\theta}$ – Resistência à compressão	0.7MPa	1.1MPa	1.9MPa
$f_t$ -Resistência à tração diagonal	0.6MPa	0.6MPa	0.3MPa

- Extensão à máxima tensão,  $\epsilon_m$  – deformação associada à força máxima. Neste parâmetro usa-se o valor proposto como o que fornece melhores resultados por Smyrou [38].
- Extensão última,  $\epsilon_u$  – este parâmetro encarrega-se do controlo do trecho descendente da curva tensão extensão. Neste parâmetro volta a recorrer-se ao estudo feito por Smyrou [38].
- Extensão de fechamento,  $\epsilon_{cl}$  – encarrega-se de definir a extensão este parâmetro define a extensão depois das fraturas fecharem parcialmente permite que as tensões de compressão se desenvolvam.
- Agrupa-se agora neste tópico três importantes parâmetros, tensão de ligação de deslizamento  $\tau_0$ , coeficiente de atrito  $\mu$  e tensão máxima de deslizamento. Os valores de  $\tau_0$  e de  $\mu$  podem ser obtidos diretamente por ensaios de deslizamento neste caso usam-se os valores usados por Furtado [19].

Tabela 4.3. – Parâmetros mecânicos.

$\epsilon_m$	0,0012
$\epsilon_u$	0,024
$\epsilon_{cl}$	0,003
$\tau_0$	0,3
$\mu$	0,7



#### Parâmetros Geométricos:

- Distância vertical e horizontal dos pontos externos  $x_{oi}$ ,  $y_{oi}$  – estes dois parâmetros têm como finalidade definir as coordenadas dos nós fictícios. Também se usam para estes parâmetros os valores calculados por Smyrou [38]
- Separação vertical entre as bielas  $h_z$ : este parâmetro define a distância entre as bielas, estes valores são considerados razoáveis quando dentro do intervalo de  $1/3$  a  $1/2$  do comprimento de contacto. Apesar de se ter recorrido novamente à tese de Smyrou [38] importa referir que no cálculo deste valor se utiliza a formula de Stafford Smith.
- Espessura da parede de alvenaria  $t_w$
- Área da biela – este parâmetro é o produto da espessura da parede pela largura equivalente da biela  $b_w$ . Com o objetivo de controlar a rigidez e o comprimento axial da biela o “valor da área residual é inserido no modelo sob forma de percentagem da área inicial” [19]. O valor da área varia linearmente em função da deformação axial, tal como mostra na Fig. 4.22..

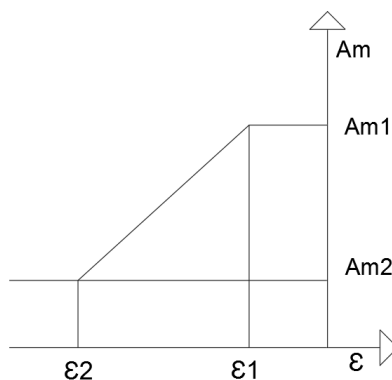


Fig. 4.22. – Variação da área em função da deformação (adaptado [19]).

Tabela 4.4 – Parâmetros geométricos.

$x_{oi}$	2,5
$y_{oi}$	7,21
$h_z$	3,46
$t_w$	0,15
$\epsilon_1$	0,0003
$\epsilon_2$	0,0006
Abielas (m <sup>2</sup> )	3,902

#### Parâmetros Empíricos:

Definidos os parâmetros geométricos e mecânicos resta-nos apenas definir os parâmetros empíricos usados. Crisafulli sugere os seguintes parâmetros, obtidos através de ensaios experimentais [8]. Foram esses os parâmetros usados nesta modelação.

Tabela 4.5. – Parâmetros empíricos [8]

Parâmetros	Valores sugeridos (Crisafulli)	Valore limite	Valores adotados
$\gamma_{un}$	1,5-2,5	$\geq 1$	1,7
$\alpha_{re}$	0,2-0,4	$\geq 0$	0,2
$\alpha_{ch}$	0,3-0,6	0,1-0,7	0,7
$\beta_a$	1,5-2,0	$\geq 0$	2
$\beta_{ch}$	0,6-0,7	0,5-0,9	0,9
$\gamma_{plu}$	0,5-0,7	0-1,0	1
$\gamma_{plr}$	1,1-1,5	$\geq 1$	1,1
ex1	1,5-2,0	$\geq 0$	3
ex2	1,0-1,5	$\geq 0$	1

#### 4.8.1. ANÁLISE DE RESULTADOS – EFEITOS DA DISTRIBUIÇÃO DAS ALVENARIAS

Paredes caracterizadas e começa-se por analisar os efeitos da distribuição das alvenarias, ou seja, um modelo sem alvenaria, um modelo com alvenarias em todo o edifício e um modelo de um edifício com o RC vazado. Este estudo foi feito para a direção X, Fig. 4.23. e Tabela 4.6, e para a direção Y, Fig. 4.24. e Tabela 4.7. Esta análise tem como base o modelo referência, definido em 4.5.

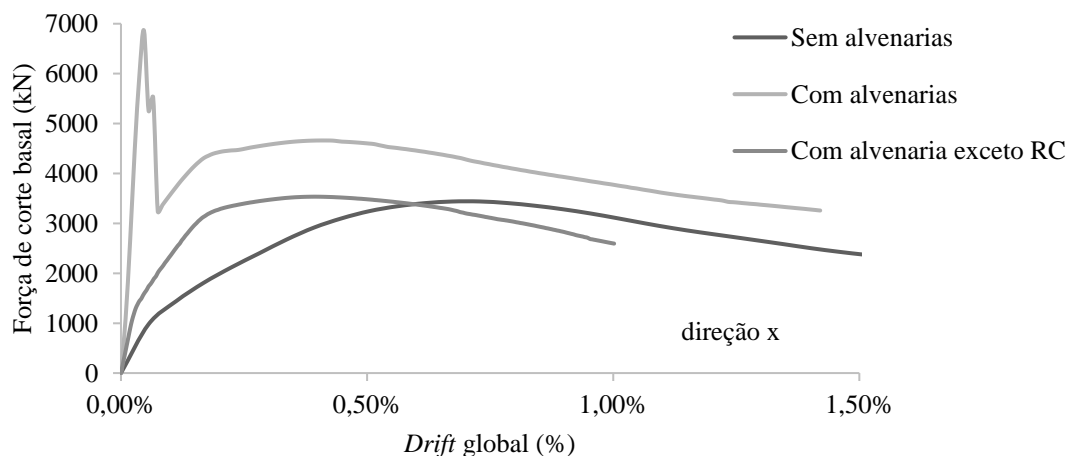


Fig. 4.23. - Curva de capacidade para a direção X, distribuição alvenarias.

Tabela 4.6. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, distribuição alvenarias, direção X.

	$F_{máx.}$ (kN)	$Km_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Sem alvenarias	3438	163156	0,0423
Com alvenarias	6860	1097600	0,0049
Com alvenaria exceto RC	3534	452675	0,0170

A introdução de alvenarias na estrutura de betão armado introduz um substancial aumento na força máxima de corte basal, aumento esse na ordem dos 95%. Relativamente à rigidez inicial, a introdução das paredes provoca que se obtenha um valor de rigidez 7 vezes superior. Quanto ao deslocamento de cedência é significativamente menor na presença de alvenarias, estas mudanças na curva de capacidade acrescentam importância ao estudo das paredes de alvenaria.

Em edifícios com o rés-do-chão vazado a força máxima de corte basal não difere consideravelmente do valor observado na ausência de alvenarias, justifica-se estes valores porque nestes casos a rotura dá-se pela ocorrência do mecanismo *soft-storey*. A rigidez inicial da estrutura para esta tipologia de RC vazado aumenta 65% e o deslocamento de cedência diminui 60%.

De seguida prossegue-se com a análise na direção Y.

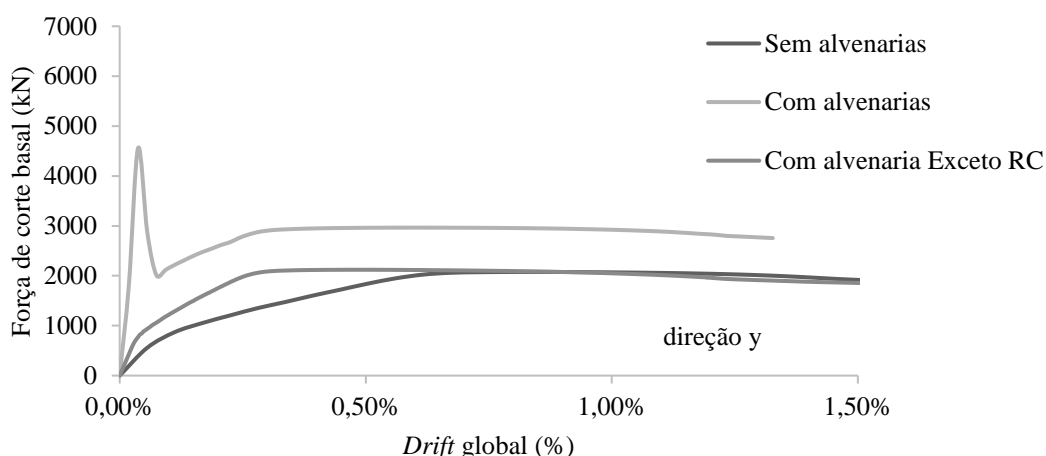


Fig. 4.24. - Curva de capacidade para a direção Y, distribuição alvenarias.

Tabela 4.7. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, distribuição alvenarias, direção Y.

	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$K_{mi}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Sem alvenarias	2077	93060	0,0477
Com alvenarias	4559	911000	0,0044
Com alvenaria exceto RC	2121	219067	0,0215

Para a direção Y, dados sintetizados na Fig. 4.24. e Tabela 4.7., os resultados apresentam as mesmas características das observadas para a direção X. Na presença de alvenarias observa-se uma maior força máxima basal de corte e uma maior rigidez inicial, para a força máxima um aumento superior a 100% e a rigidez inicial da estrutura é 10 vezes superior. O deslocamento de cedência é máximo na ausência de alvenarias tal como se esperava. Para o terceiro caso, na presença de alvenarias exceto no rés-do-chão, provavelmente a rotura dá-se por corte, estão justificados assim estes valores.

Os valores da direção Y são consideravelmente inferiores ao da direção X. A direção X e da direção Y revelaram a mesma tendência de crescimento na presença de alvenarias, contudo os aumentos são superiores na direção Y.

#### 4.8.2. ANÁLISE DE RESULTADOS – INFLUÊNCIA DOS TIPOS DE ALVENARIAS

Neste subcapítulo será analisada a influência das unidades de alvenaria na resposta sísmica do edifício. Realizou-se mais uma vez uma análise não linear estática *pushover* adaptativa, primeiro na direção X e depois na direção Y. Os resultados são expressos na Fig. 4.25. e Tabela 4.8. para a direção X e na Fig. 4.26. e tabela 4.9 para a direção Y.

A Fig. 4.25. expressa as seguintes curvas de capacidade: sem alvenarias, com alvenarias tijolo 11, com alvenarias tijolo 15, com alvenarias tijolo 31.5.

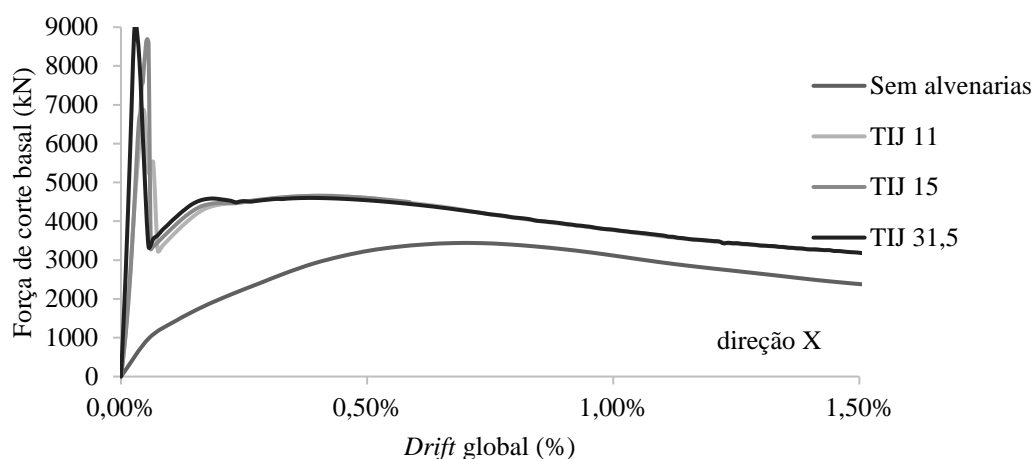


Fig. 4.25. – Curva de capacidade na direção X, unidades de alvenaria.

Tabela 4.8 – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades de alvenaria, direção X.

	$F_{\text{máx}}$ (kN)	$Km_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Sem alvenarias	3438	163156	0,0423
Tijolo 11	6860	1097600	0,0049
Tijolo 15	8695	981637	0,0057
Tijolo 31,5	9055	2618084	0,0031

Apresentados os resultados, conclui-se que a alvenaria de betão, tijolo 31.5, apresenta a maior força máxima de corte basal um aumento de quase 300% face à estrutura sem alvenarias, maior rigidez inicial cerca de 16 vezes superior novamente face à estrutura sem alvenarias e o menor deslocamento de cedência redução de aproximadamente 13 vezes comparativamente com o modelo sem alvenarias. Comparando o tijolo cerâmico de 11cm com o de 15cm o primeiro, apesar de apresentar menor força máxima de corte, apresenta um valor superior para a rigidez inicial da estrutura.

Conclui-se ainda que quando falamos de tijolo cerâmico à medida que a espessura do tijolo aumenta o deslocamento de cedência aumenta. Do tijolo de 15 para o tijolo de 11 os aumentos de força máxima de corte basal e de deslocamento de cedência são respetivamente de 26% e 16%; a diminuição da rigidez é de 11%.

Comparando agora o tijolo de 11 com o tijolo de 31.5 a força máxima de corte basal aumenta 32%, a rigidez inicial aumenta cerca de 138% e deslocamento de cedência diminui 37%.

Para a direção Y os resultados expressam-se de seguida.

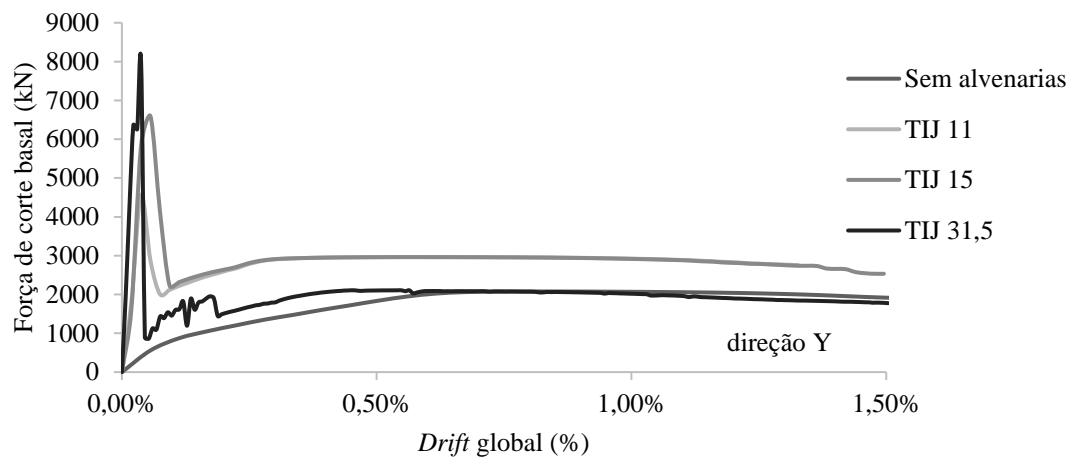


Fig. 4.26. – Curva de capacidade na direção Y, unidades de alvenaria.

Tabela 4.9. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades de alvenaria, direção Y.

	F <sub>máx</sub> (kN)	K <sub>mi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	dy* (m)
Sem alvenarias	2077	93060	0,0477
Tijolo 11	4559	911000	0,0044
Tijolo 15	6592	817512	0,0055
Tijolo 31,5	8012	1975563	0,0043

Comprova-se novamente que o tijolo de betão é detentor dos valores máximos para a força máxima de corte e para a rigidez inicial da estrutural, apresenta também o menor deslocamento de cedência.

Dentro da gama do tijolo cerâmico, comparando o tijolo de 11cm com o de 15cm este aumento de espessura provoca um aumento da força máxima de corte basal na ordem dos 44% e da rigidez inicial da estrutura decresce aproximadamente 10%. Continuando a comparação entre estas duas unidades de alvenaria, agora relativamente aos deslocamentos a alvenaria de 15cm apresenta um deslocamento de cedência superior, um aumento de cerca de 25%.

Relativamente aos edifícios onde a disposição da alvenaria existe em todos os pisos exceto no rés-do-chão os resultados são apresentados nas Figs. 4.27. e 4.28 e Tabelas 4.10. e 4.11., edifícios RC vazado.

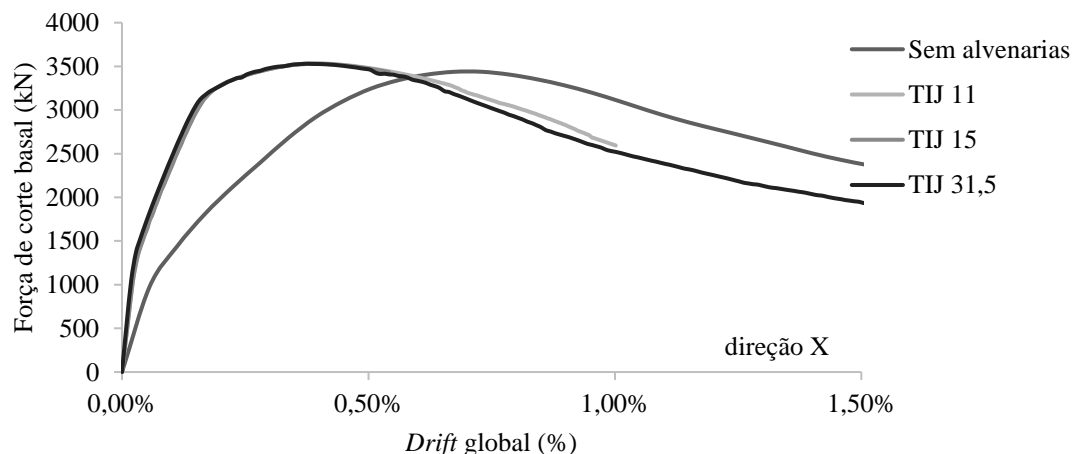


Fig. 4.27 – Curva de capacidade na direção X, unidades de alvenaria, RC vazado.

Tabela 4.10 - Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, unidades alvenaria, RC vazado, direção X.

	$F_{\max}$ (kN)	$Km_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Sem alvenarias	3438	163156	0,0423
Tijolo 11	3534	452675	0,0170
Tijolo 15	3530	448000	0,0055
Tijolo 31,5	3530	547758	0,0160

Nesta tipologia de distribuição de alvenarias, a alteração da unidade de alvenaria não provoca alterações significativas nos valores dos parâmetros analisados.

Nesta situação onde apenas não existem alvenarias ao nível do piso rés-do-chão, os pisos superiores comportam-se como um corpo rígido e a rotura da estrutura dá-se por corte ao nível do topo dos elementos estruturais verticais do rés-do-chão, mecanismo *soft storey*.

Tendo em conta o referido no parágrafo anterior espera-se que o mesmo acontece para a direção Y. Os resultados para essa análise são apresentados em seguida.

Tal como esperados os resultados obtidos, Fig. 4.28. e Tabela 4.11, vão de encontro ao referido para a direção X. Mais uma vez se comprova que em edifícios com RC vazado as unidades de alvenarias usadas não são relevantes na resposta da estrutura.

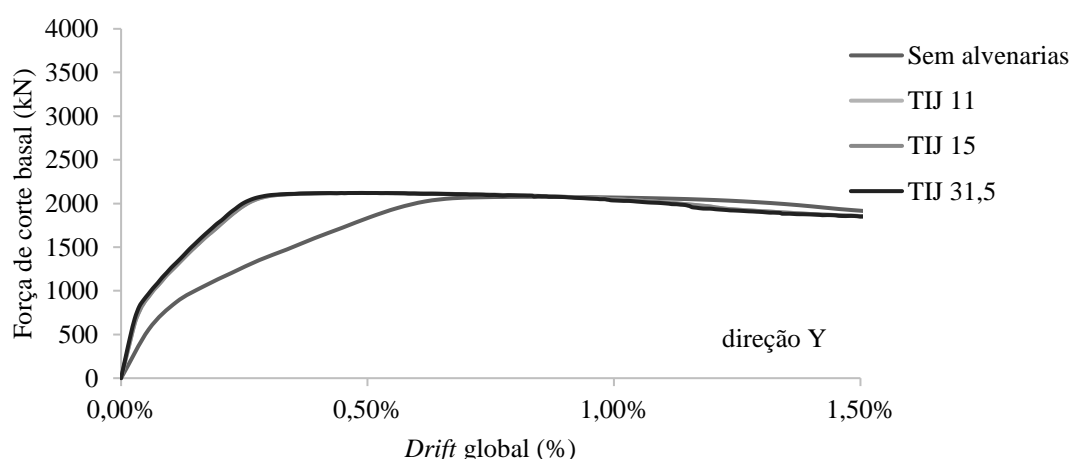


Fig. 4.28. – Curva de capacidade na direção Y, unidades de alvenaria, RC vazado.

Tabela 4.11. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção Y

	$F_{\max}$ (kN)	$Km_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Sem alvenarias	2077	93060	0,0477
Tijolo 11	2121	219067	0,0215
Tijolo 15	2121	218516	0,0055
Tijolo 31,5	2121	242663	0,0205

#### 4.8.3. ANÁLISE DE RESULTADOS – EFEITOS DAS ABERTURAS

Nesta parte do trabalho avalia-se uma diferente disposição das alvenarias, introduz-se aberturas nas alvenarias.

Essas aberturas são introduzidas através da alteração dos valores do módulo de elasticidade, e da área da biela, através da multiplicação desses fatores por 0.75 para simular as aberturas equivalentes a 25%, por 0.43 para simular as aberturas equivalentes a 57% e por 0.25 para simular as aberturas de 75% usa-se a percentagem dos 57% porque foi o valor médio recolhido na base de dados no que diz respeito a este à percentagem de aberturas das paredes.

Mais uma vez a análise não linear estática *pushover* adaptativa realizou-se nas duas direções, direção X Fig. 4.29. e Tabela 4.12. e na direção Y Fig. 4.28. e Tabela 4.13..

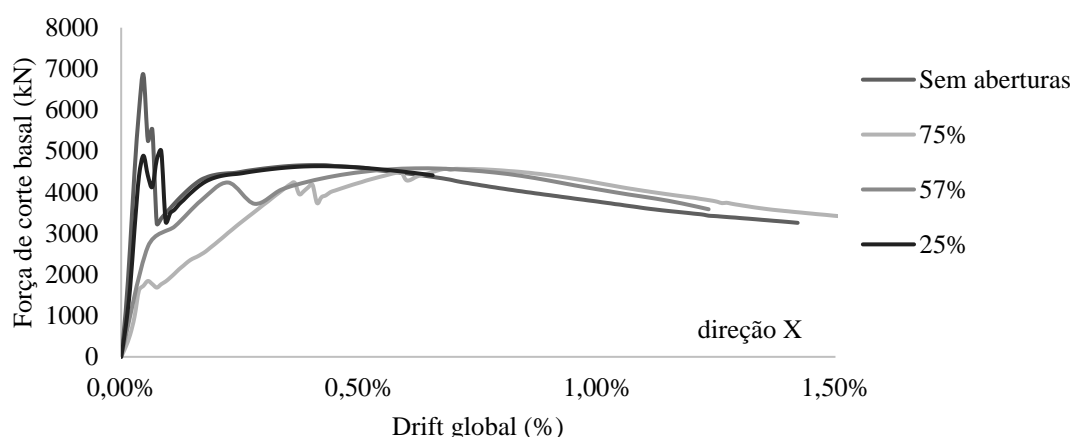


Fig. 4.29. – Curva de capacidade direção X, tijolo 11, aberturas.

Tabela 4.12. - Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, aberturas, direção X.

	$F_{\max}$ (KN)	$Km_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$dy^*$ (m)
Com alvenaria s/ abertura	6859	1097600	0.0049
75%	4568	240526	0.0381
57%	4587	351777	0.0219
25%	4999	718994	0.0058

A introdução de aberturas nas alvenarias provoca uma diminuição em 2 dos 3 parâmetros analisados. Força máxima de corte basal diminui, rigidez inicial da estrutura diminui e observa-se um aumento nos valores do deslocamento de cedência.

Comparando com o modelo sem aberturas nas alvenarias com os modelos de aberturas na ordem dos 25%, dos 57% e dos 75% de aberturas as reduções para a força máxima de corte basal são de 37%, 49% e 50% respetivamente.

Para o valor da resistência inicial da estrutura as reduções para os 25%, 57% e 75% de aberturas são de 52% para o primeiro caso, para os 57% este valor é 3 vezes inferior para os 75% estamos perante a redução mais significativa de 4 vezes e meia.

O mesmo exercício foi feito para os valores referentes ao deslocamento de cedência, os quais aumentam com a introdução das aberturas para os 25%, 57% e 75% são 15% 78% e 87% respetivamente.

Os próximos resultados referem-se ao mesmo tipo de análise, mas para a direção Y, Fig. 4.30..

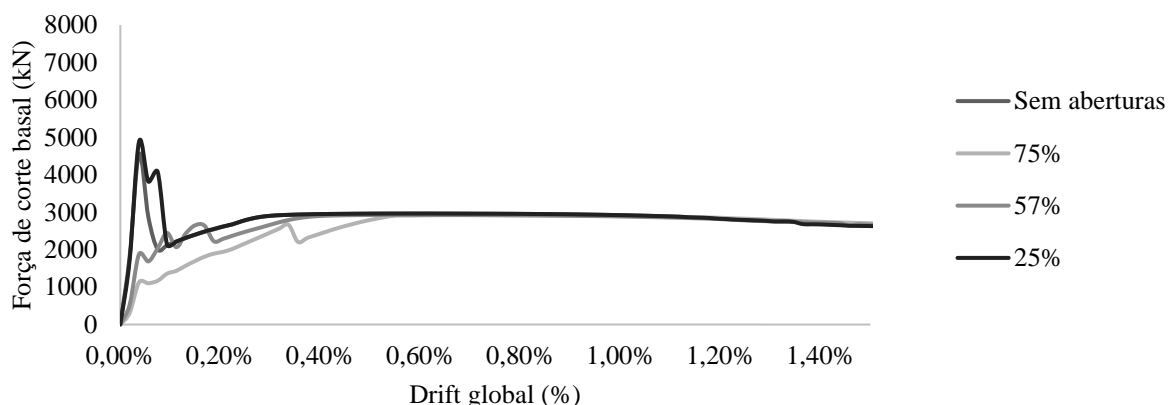


Fig. 4.30. - Curva de capacidade direção Y, tijolo 11, aberturas

Tabela 4.13 – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção Y.

	Fmáx (kN)	Kmi (kN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	4559	910647	0.0044
75%	2923	15545	0.0354
57%	2929	263642	0.0183
25%	4881	862577	0.0045

Na direção Y mantém-se a tendência observada na direção X tal como se esperava. As diferenças observadas face à direção X são apenas justificadas pela diferença número de vãos e respectivas dimensões.

Resolveu-se, posteriormente a esta análise, avaliar a influência das aberturas em edifício onde não existem paredes ao nível do rés-do-chão, Fig. 4.31.. Contudo, espera-se mais uma vez que o comportamento de rotura dominante se dê ao nível dos pilares de rés-do-chão e por esse motivo espera-se que a introdução das alvenarias não interfira no comportamento das curvas de capacidade.

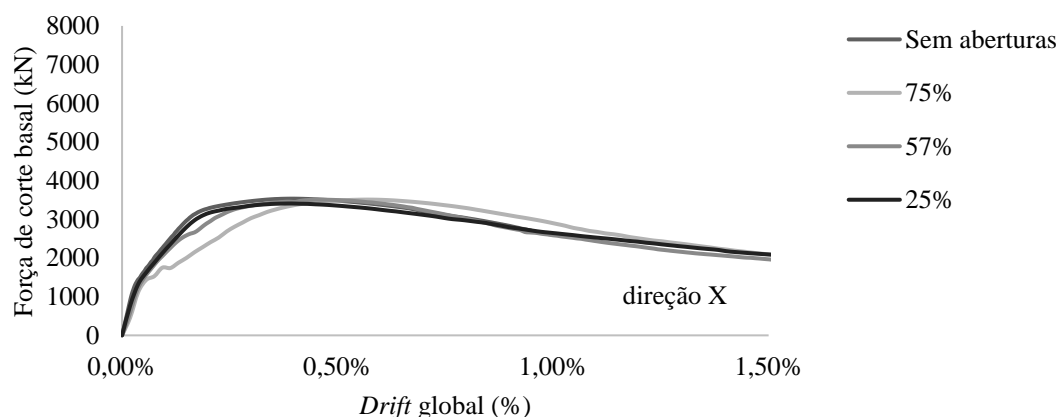


Fig. 4.31. - Curva de capacidade direção X, tijolo 11, sem alvenaria no RC, aberturas.



Tabela 4.14. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade, direção X.

	F <sub>máx</sub> (kN)	K <sub>mi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	3534	452675	0.0174
75%	3509	229715	0.0307
57%	3509	280081	0.0218
25%	3409	385031	0.0178

Os resultados vão de encontro ao esperado e descrito anteriormente. Em seguida os resultados para a direção Y, Fig. 4.31., nos quais os valores vão de encontro também ao referido anteriormente.

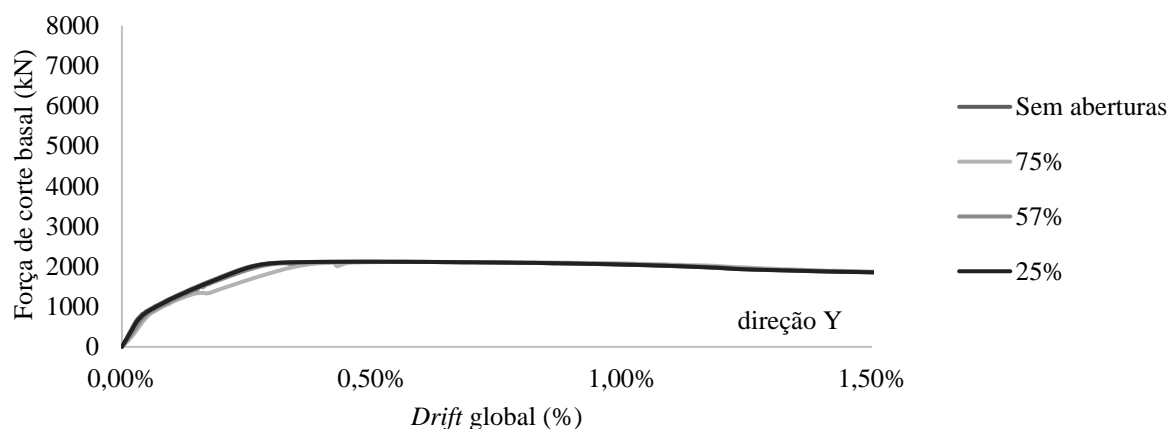


Fig. 4.32. - Curva de capacidade direção Y, tijolo 11, sem alvenaria no RC, aberturas.

Tabela 4.15 – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y.

	F <sub>máx</sub> (kN)	K <sub>mi</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	2121	219066	0.0215
75%	2118	115165	0.0293
57%	2119	151487	0.0238
25%	2120	199116	0.0222

A análise da qual resultaram os dados da Tabela 4.15. e da Fig. 4.32. confirmam mais uma vez a não influência da quantidade de aberturas no comportamento do edifício. Pelo motivo enunciado as análises que se apresentaram daqui por diante já não faram referência a edifícios com o rés-do-chão vazado.

Prossegue-se este estudo com os resultados referentes ao uso de alvenaria tijolo de 15 para a direção X, Fig. 4.33.

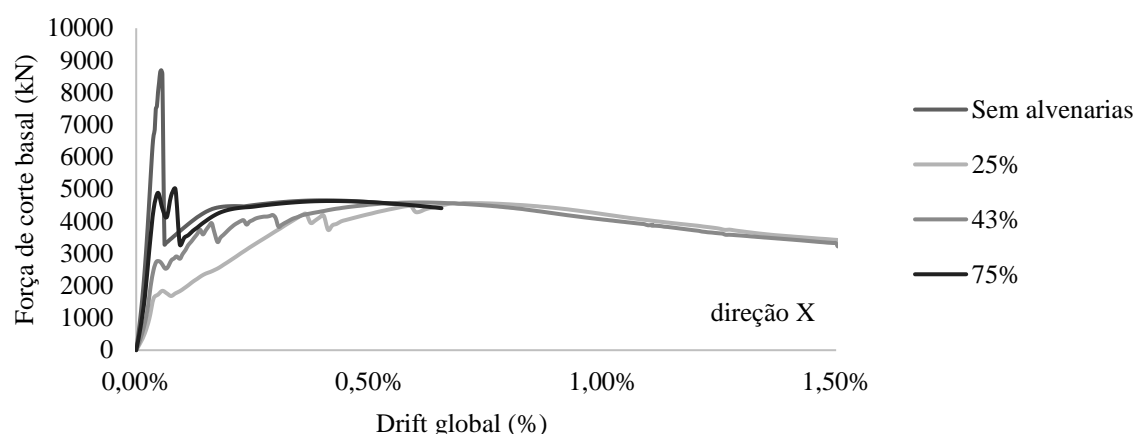


Fig. 4.33. - Curva de capacidade direção X, aberturas, tijolo 15, aberturas.

Tabela 4.16. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção X.

	Fmáx (kN)	Kmi (kN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	8694	981637	0.0057
75%	4571	264807	0.0352
57%	4588	356884	0.0178
25%	5565	770557	0.0049

Para esta unidade de alvenaria a força máxima basal de corte também diminui com o aumento da quantidade de aberturas.

Comparando os resultados obtidos na ausência de alvenarias com os resultados para as aberturas de 25%, 57% e 75% obtém-se reduções da força máxima de corte basal de 36%, 47% e 47% respetivamente; percentagens superiores das observadas para o tijolo de 11.

Nos valores da resistência inicial da estrutura para a percentagem de aberturas de 25%, 57% e 75% observam-se reduções desse valor na ordem dos 22%, 64% e 73% respetivamente.

O deslocamento de cedência aumenta com o aumento da quantidade de aberturas.

Para a análise na direção Y os resultados são apresentados de seguida. Analisando da Fig. 4.33. e com o auxílio da Tabela 4.16 é possível concluir em primeiro lugar que a introdução de aberturas nas paredes reduz a força de corte basal máxima, a rigidez inicial da estrutura e aumenta o valor do deslocamento de cedência.

Para permitir uma análise mais detalhada foram calculadas as percentagens de redução da força máxima de corte e da rigidez inicial face ao modelo sem aberturas. Para a força máxima basal de corte para as seguintes percentagens 25%, 57% e 75% são 34%, 55% e 55%.

O mesmo cálculo foi feito para a rigidez inicial, os valores obtidos para as percentagens de 25%, 57% e 75% são 35%, 72% e 83% respetivamente.

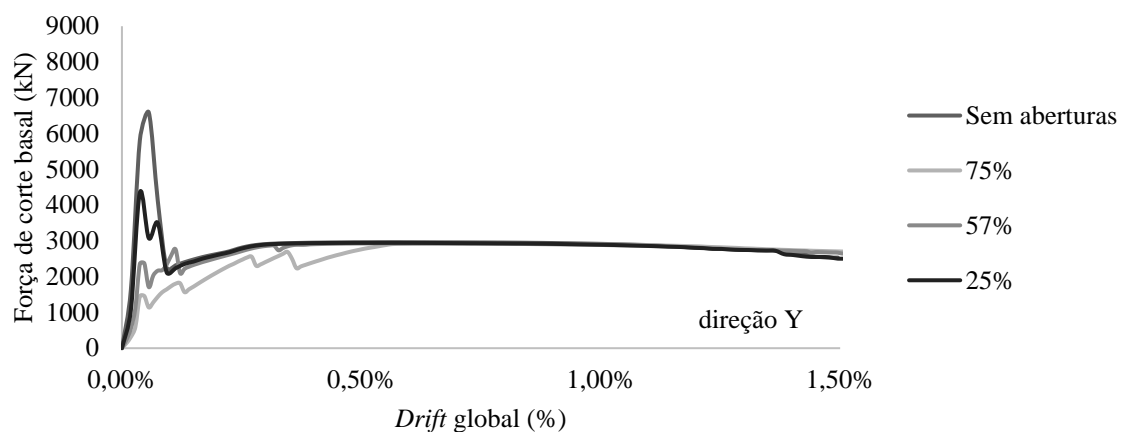


Fig. 4.34 - Curva de capacidade direção Y, aberturas, tijolo 15, aberturas.

Tabela 4.17. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y.

	Fmáx (kN)	Kmi (kN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	6591	817512	0.0054
75%	2924	139332	0.0319
57%	2929	234976	0.0154
25%	4345	534146	0.0054

A análise prossegue agora para as unidades de alvenaria de betão, tijolo 31.5 na Fig. 4.35. e Tabela 4.18.

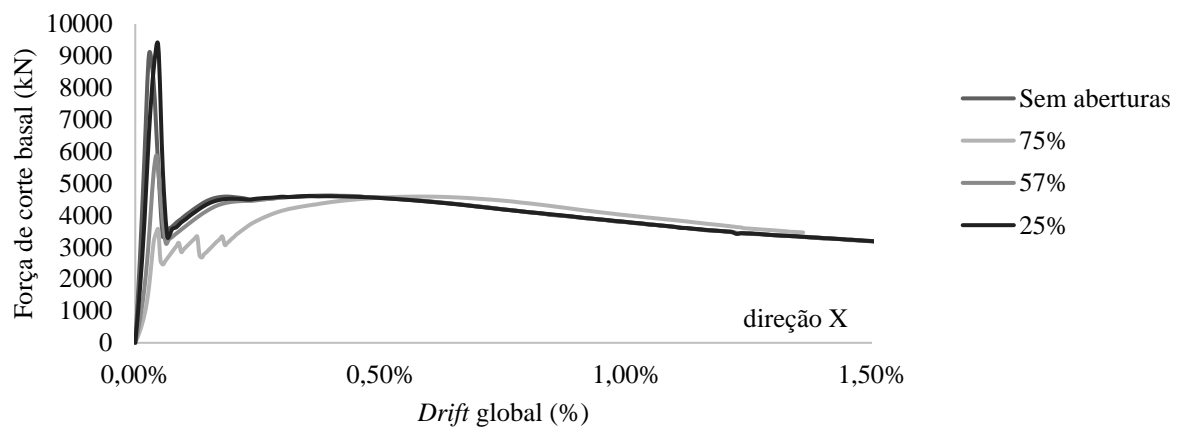


Fig. 4.35. - Curva de capacidade direção X, aberturas, tijolo 31.5 aberturas..

Tabela 4.18. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção X.

	F <sub>máx</sub> (kN)	K <sub>mi</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	dy*(m)
Com alvenaria s/ aberturas	9054	2618084	0.0031
75%	4586	351041	0.0234
57%	5872	694010	0.0052
25%	9321	1671283	0.0046

Os resultados obtidos seguem na sua maioria a tendência a força de corte basal máximo e a rigidez inicial da estrutura diminuem com a introdução de aberturas e deslocamento de cedência aumenta. Contudo existe uma exceção para a percentagem de aberturas de 75% o valor da força de corte basal é maior.

De novo para tornar mais simples a análise calculou-se as percentagens de aumento ou diminuição da força máxima de corte basal; para os 25% de aberturas o acréscimo foi de 3% para os 57% de aberturas o decréscimo foi de 35% e para os 75% de aberturas o decréscimo foi de 50% aproximadamente.

Nos valores de rigidez inicial o modelo 25% de aberturas sofre uma diminuição de 36% no modelo com 57% de aberturas a diminuição é de 73% e para o modo com 75% de aberturas a diminuição é de 87%.

No deslocamento de cedência é significativamente maior para os 75% de aberturas cerca de 655% comparativamente com o modelo sem aberturas. Para as percentagens dos 57% e dos 25% os aumentos são de 68% e 48% respetivamente.

Seguidamente faz-se a mesma análise para a direção Y, Fig. 4.36, da qual se obteve as mesmas tendências para os resultados, Tabela 4.19.

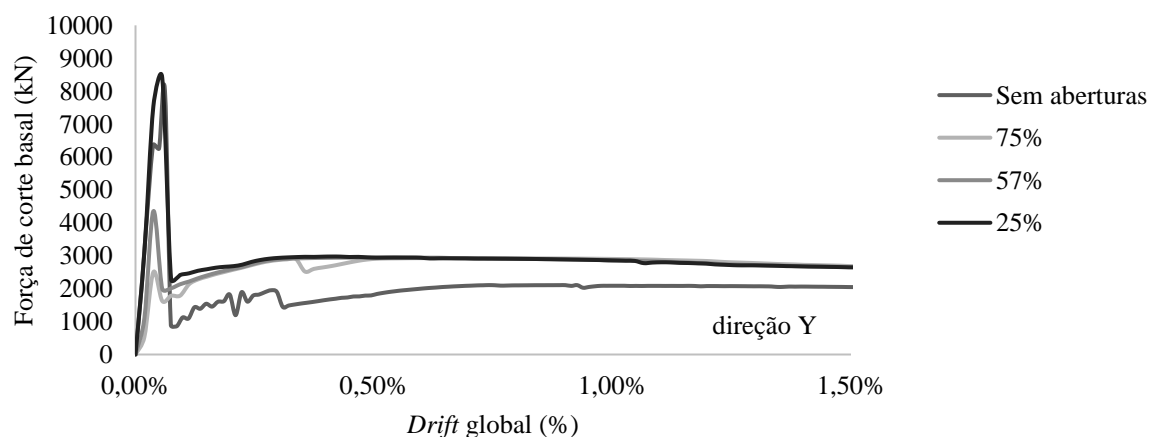


Figura 4.36. – Curva de capacidade direção Y, tijolo 31.5, aberturas.

Tabela 4.19. – Síntese dos valores extraídos das curvas de capacidade direção Y.

	F <sub>máx</sub> (KN)	K <sub>mi</sub> (KN/m <sup>2</sup> )	dy* (m)
Com alvenaria s/ aberturas	8012	1975563	0.004577
75%	2929	267802	0.018846
57%	4354	553870	0.007492
25%	8400	1567976	0.00492

#### 4.9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após a realização de todas estas análises dinâmicas é possível retirar algumas conclusões, essas conclusões serão enunciadas em seguida.

A frequência da estrutura modelo aumenta aproximadamente 4% com o aumento da classe de betão, para os 3 modos de vibração analisados. Já com a alteração da classe de aço os valores da frequência não sofreram qualquer alteração.

Relativamente e ainda sem a introdução de alvenarias a força máxima de corte basal aumenta com a classe de betão em média 3% em ambas as direções. Quanto à rigidez inicial da estrutura os aumentos são mais significativos, na ordem dos 18%. Quanto ao deslocamento de cedência não foi possível identificar claramente uma tendência. Os valores da força máxima de corte basal, da resistência da estrutura e do deslocamento de cedência são superiores na direção X.

No caso do aço, a força máxima de corte basal aumenta com a classe de aço 9% nas duas direções, o deslocamento de cedência 15% também para ambas as direções. A rigidez inicial diminui 15% e 5% para a direção X e Y respetivamente.

A introdução de alvenarias em todos os pisos introduz um aumento da força máxima de corte basal, um aumento da rigidez inicial e uma diminuição do deslocamento de cedência. Esses comportamentos assumem a mesma tendência nas duas direções estudadas sendo superiores na direção Y.

Na disposição de alvenarias com rés-do-chão vazado os impactos nos parâmetros analisados são menos significativos, particularmente ao nível da força máxima de corte basal. Nestes casos a rigidez inicial da estrutura aumentou 65% e o deslocamento de cedência 60%. Para esta disposição construtiva estes valores são influenciados pelo desenvolvimento do mecanismo *soft-storey*.

A unidade de alvenaria, tijolo de betão 31.5 das unidades de alvenaria analisadas é a que introduz um maior impacto nos parâmetros em análise aquando da introdução das paredes de alvenaria. A introdução desta tipologia de alvenarias introduz um aumento na força máxima de corte basal, um aumento na rigidez inicial da estrutura e uma diminuição no deslocamento de cedência.

Comparando as duas unidades de alvenaria cerâmicas a com maior espessura 15cm assume uma força máxima de corte basal superior e uma rigidez inicial de corte inferior e um deslocamento de cedência maior.

Na maioria dos casos estudados a introdução de aberturas na alvenaria provoca uma diminuição na força máxima de corte basal e na rigidez inicial da estrutura e um aumento ao nível do deslocamento de cedência.

Em valores médios e após a análise para três unidades de alvenaria distintas é possível concluir que em média a introdução de alvenarias equivalentes a 25% provoca uma diminuição de 30% na força máxima

de corte basal, para os 57% de aberturas a redução é maior ronda os 50% e para os 75% de aberturas essa redução é de 60%.

Na rigidez inicial da estrutura para os 25% de aberturas os valores decrecem aproximadamente 30%, para os 57% o decréscimo é na ordem dos 70% e para os 75% de aberturas o decréscimo ronda os 80%.

Relativamente ao deslocamento de cedência dada a dispersão de valores não é seguro identificar uma tendência.

Por ultimo, é importante referir que o estudo da influência das aberturas e do tipo de alvenaria feito para o modelo de referência foi também realizado para os restantes modelos, modelo 1, modelo 2 e modelo 3. Os resultados desses estudos não foram publicados porque não se verificaram alterações significativas que justificassem a inclusão dos mesmos na presente dissertação.

# 5

## CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

### 5.1. CONCLUSÃO

Este trabalho teve como objetivo avaliar a influência das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento dos edifícios de betão armado.

Confrontando-nos com a ideia de que existem em Portugal zonas de sismicidade elevada, as paredes de alvenaria de enchimento devem integrar a fase de dimensionamento do processo construtivo, uma vez que lhes é conhecida a capacidade de alterar a resposta sísmica dos edifícios, podendo até levar ao desenvolvimento de mecanismos, em particular o mecanismo *soft-storey* analisado e referido nesta dissertação. Existe já alguma legislação ao nível do EC8, porém não é exigida na atual legislação.

Em primeiro lugar, a tarefa de levantamento das características dos elementos que constituem os edifícios com base em projeto revelou-se uma tarefa complexa, foram sentidas inúmeras dificuldades numa primeira fase na obtenção de projetos adequados, posteriormente foram detetadas incongruências entre especialidades e frequentemente foram sentidas dificuldades associadas à ausência de pormenorização.

A tarefa de análise de projeto, resultou num contributo para a base de dados existente de 27 edifícios, 240 pilares, 130 vigas e 500 paredes. Analisaram-se os resultados obtidos, durante esta etapa constatou-se que o *template* em Excel da base de dados era desadequado, uma vez que não permitia relacionar variáveis observaram-se algumas vezes na mesma célula resultados referentes a duas variáveis. Resolveu-se elaborar um novo *template* de base de dados com base em tabelas dinâmicas com o objetivo de preservar os dados recolhidos até ao momento, foram compilados nesse novo ficheiro de base de dados os dados relativos a dois trabalhos anteriores o que permitiu o teste do novo *template* e uma análise rápida dos dados.

Nessa análise global dos dados, o estudo focou-se não na caracterização da base de dados, uma vez que esse trabalho já tinha sido desenvolvido, mas sim a correlação de variáveis na tentativa de identificar tendências. Foi, no entanto, refutada a ideia de dependência entre as variáveis estudadas, uma vez que não foram identificadas correlações significativas evidenciando a variabilidade das características dos edifícios de betão armado.

Finda a tarefa relativa à caracterização dos edifícios portugueses, com os valores médios obtidos das variáveis estudadas procedeu-se à definição de um edifício modelo. Nesta segunda fase do trabalho analisou-se a importância da classe de aço e de betão, a influência da introdução de paredes de alvenaria, da unidade de alvenarias utilizada, da disposição das paredes de alvenaria e da existência de aberturas nas paredes de alvenaria no comportamento do edifício quando sujeito à ação sísmica, avaliou-se a vulnerabilidade sísmica dos edifícios através de uma análise não linear *pushover* adaptativa.

O programa SeismicStruct permitiu-nos analisar todos estes cenários possibilitando retirar algumas conclusões enunciadas de seguida.

A frequência da estrutura aumenta com a classe de betão e não se altera com a classe de aço. A avaliação da vulnerabilidade sísmica através das curvas de capacidade permitiu-nos concluir que a direção Y é a direção mais vulnerável, tal facto está associado à disposição dos pilares, largura e número de vãos.

Nos edifícios com o RC vazado verificou-se um comportamento típico do mecanismo *soft-storey*.

Concluiu-se que a presença de paredes de alvenaria introduz um aumento na rigidez da estrutura cerca de 7 a 11 vezes superior ao valor obtido na ausência das mesmas. O maior aumento é verificado para o tijolo 31.5 e o menor aumento é registado para o tijolo de 11. Por outro lado, os valores do deslocamento de cedência sofrem uma diminuição entre os 8 e os 11% com a introdução das alvenarias.

A introdução de aberturas nas paredes de alvenaria de enchimento provoca, independentemente da direção em estudo, diminuição da força máxima de corte basal, diminuição da rigidez da estrutura e aumento do deslocamento de cedência. Para aberturas equivalentes a 25% da área do painel de alvenaria, a diminuição da força máxima de corte basal e da rigidez são da ordem dos 25% e 30% respetivamente, enquanto que o aumento do deslocamento de cedência é da ordem dos 10%. Para aberturas de 57% para a mesma análise obtém-se os seguintes valores de diminuição 45% e 70%, regista-se um aumento no deslocamento de cedência na ordem dos 300% para a alvenaria de 11 e de 15 e de 65% para a alvenaria 31.5.

Relativamente ao modelo com 75% das aberturas nas paredes, comparativamente com o modelo em que essa percentagem é de 57% apenas se verificam alterações no deslocamento de cedência, face ao modelo sem aberturas esse aumento é entre 5 e 7 vezes superior.

## 5.2. TRABALHOS FUTUROS

Com base no trabalho realizado são sugeridos os seguintes trabalhos futuros.

- Recolha de projetos de edifícios da tipologia estudada com o objetivo de ampliar a base de dados;
- Recolher mais dados relativos ao tipo de painéis de alvenaria utilizados e respetivas unidades de alvenaria;
- Otimizar o ficheiro desenvolvido da base de dados e normas de preenchimento do mesmo;
- Modelação numérica de paredes de alvenaria das diferentes tipologias com base nos valores médios obtidos;
- Modelação numérica de um edifício modelo, tal como foi feito no presente trabalho com a consideração de diferentes características por pisos



## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

1. Fonseca, J., et al., *Restauro ou Conservação no Reforço Sísmico da Unidade Tipo A da Avenida Infante Santo*, in CINPAR 2008: 4th International Conference on Structural Defects and Repair.
2. Ehrlich, D., et al., *Identifying damage caused by the 2008 Wenchuan earthquake from VHR remote sensing data*. International Journal of Digital Earth, 2009. **2:4**: p. 309-326.
3. Kawashima, K., et al., *Reconnaissance Investigation on the Damage of the 2009 L'Aquila*. Journal of Earthquake Engineering, 2010. **14**(6): p. 817-841.
4. Dunbar, P., et al., *Do the 2010 Haiti and Chile earthquakes and tsunamis indicate increasing trends?* Geomatics, Natural Hazards and Risk, 2010. **1**(2): p. 95-114.
5. Romão, X., et al., *Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake*. Engineering Failure Analysis, 2013.
6. Rodrigues, H., et al., *Simplified Macro-Models for Infill Masonry Panels*. Journal of Earthquake Engineering, 2010.
7. Asteris, P.G. and D.M. Cotsovos, *Numerical Investigation of the Effect of Infill Walls on the Structural Response of RC Frames*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2012. **6**: p. 164-181.
8. Crisafulli, F.J., *Seismic Behaviour of Reinforced Concrete Structures with Masonry Infills*. 1997, University of Canterbury.
9. Kakaletsis, D.J. and C.G. Karayannis, *Influence of Masonry Strength and Openings on Infilled R/C Frames Under Cycling Loading*. Journal of Earthquake Engineering 2008. **12**(2).
10. Manfredi, G., et al., Verderame, *Influence of Infill Panels and their Distribution on Seismic Behavior of Existing Reinforced Concrete Buildings*. The Open Construction and Building Technology Journal, 2012. **6**: p. 236-253.
11. Mosalam, K., et al., *Seismic fragility of LRC frames with and without masonry infill walls*. Journal of Earthquake Engineering, 1997: p. 693-720.
12. Davis, R., et al., *Effect Of Infill Stiffness On Seismic Performance Of Multi-Storey Rc Framed Buildings In India*, in 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004: Vancouver, B.C., Canada.
13. Ricci, P., et al., *Analytical investigation of elastic period of infilled RC MRF buildings*. Engineering Structures, 2011. **33**(2): p. 308-319.
14. Varum, H.S.A., *Avaliação, reparação e reforço sísmico de edifícios existentes*, in *Secção Autónoma de Engenharia Civil*. 2003, Universidade de Aveiro.
15. Borges, A.M.S., *Identificação das Tipologias de Paredes de Alvenaria de Enchimento e Contribuição para a sua Caracterização Mecânica*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2015, Universidade do Porto.
16. Silva, L.M., et al., *Paredes de Alvenaria de Fachada: Soluções E Sugestões de Melhoria de Desempenho*, in *Seminário Reabilitação de Fachadas*. 2016. p. 51-72.
17. Sousa, H., *Alvenarias em Portugal situação actual e perspectivas futuras.*, in *Seminário sobre Paredes de Alvenaria*, P.B. Lourenço, Editor. 2002: Porto. p. 17-40.

18. Pereira, M.F.P., *Anomalias em Paredes De Alvenaria sem Função Estrutural*, in *Escola de Engenharia*. 2005, Universidade do Minho.
19. Furtado, A.F.C.A., *Avaliação de soluções de reforço para edifícios com r/c vazado*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2013, Universidade de Aveiro.
20. EASY - (<http://www.ikpir.fgg.uni-lj.si/easy/tour.htm>) - *Earthquake engineering slide information system*. 1997.
21. Fonseca, J.P.E.d.C., *Forma e Estrutura no Bloco de Habitação, Património Moderno em Portugal*, in *Faculdade de Arquitetura* 2005, Universidade do Porto.
22. Pires, D.d.J., *Influência das Paredes de Alvenaria e das Paredes Resistentes em Pórticos de Betão Armado Sujeitos à Ação Sísmica*, in *Escola Superior de Tecnologia e Gestão*. 2016, Instituto Politécnico de Leiria.
23. Varum, H., et al., *Seismic performance of the infill masonry walls and ambient vibration tests after the Ghorka 2015, Nepal earthquake*. Bulletin of Earthquake Engineering, 2016. **15**(13).
24. Eurocódigo 8 - *Projeto de Estruturas para Resistência aos Sismos*.
25. Oliveira, J.M.D.d., *Influence of infill masonry walls on the behaviour of reinforced concrete buildings* in *Programa Doutoral em Engenharia Civil*. 2015, Universidade do Porto.
26. *Building code on construction in seismic areas*. 1996: The Ministry for Construction of Russia, Moscow, Russia.
27. *Code of practice for the design of concrete structures, Part 1*. 1995: Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.
28. FEMA - *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. 2000: Federal Emergency Management Agency, Washington, USA.
29. Vecchio, C.D., et al., *Repair costs analysis for case study buildings damaged in the 2009 L'Aquila earthquake* in *NZSEE Conference*. 2016.
30. Raposo, P.C., *Identificação de Tipologias e Caracterização de Paredes de Alvenaria de Enchimento em Edifícios de Betão Armado Existentes no Arquipélago dos Açores*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2016, Universidade do Porto.
31. Domingues, J., *Avaliação do Efeito das Paredes de Enchimento no Comportamento Dinâmico de Edifícios de Betão Armado*, in *Escola de Engenharia*. 2013, Universidade do Minho.
32. *Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal*. 2011. 559.
33. RSA - *Regulamento de Segurança das Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes*. 1983.
34. Marques, M.A.L.A., *Avaliação Probabilística da Segurança Sísmica de Edifícios* in *Faculdade de Engenharia*. 2011, Universidade do Porto.
35. Mander, J.B., et al., *Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete*. Journal of Structural Engineering, 1988.
36. Crisafulli, F.J., et al., *Analytical Modelling of Infilled Frame Structures - A General Review*. Bulletin of The New Zealand Society for Earthquake Engineering. , 2000.
37. Rodrigues, H.F.P., *Desenvolvimento e Calibração De Modelos Numéricos para Análises Sísmica de Edifícios*, in *Faculdade de Engenharia*. 2005, Universidade do Porto.
38. Smyrou, E., *Implementation and Verification of a Masonry Panel Model for Nonlinear Dynamic Analysis of Infilled Rc Frames*, in *Rose School*. 2006, Università degli Studi di Pavia.

39. Sousa, R.A.S.D., *Caracterização Experimental de Elementos de Alvenaria de Enchimento*, in *Departamento de Engenharia Civil*. 2016, Universidade de Porto.
40. Antoniou, S. and R. Pinho, *Advantages and Limitations of Adaptive and Non-adaptive Forcebased Pushover Procedures*. *Journal of Earthquake Engineering*, 2004. **8**(4).
41. Antoniou, S. and R. Pinho, *Development and Verification of a Displacement-Based Adaptive Pushover Procedure*. *Journal of Earthquake Engineering*, 2004. **8**(5): p. 643-661.
42. Mota, M.A.M., *Aplicação e Comparação de Métodos "Pushover" de Análise Sísmica de Estruturas de Edifícios*, in *Faculdade de Engenharia* 2010, Universidade do Porto.
43. Furtado, A., et al., *Modeling of masonry infill walls participation in the seismic behavior of RC buildings using OpenSees*. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 2015. **7**(2): p. 117-127.
44. Furtado, A., et al., *Geometric characterization of Portuguese RC buildings with masonry infill walls*. *European Journal of Environment and Civil Engineering*, 2016.
45. Furtado, A., et al., *Experimental characterization of the in-plane and out-of- plane behaviour of infill masonry walls*. *Procedia Engineering*, 2015. **114**: p. 862-869.
46. Furtado, A., et al., *Influence of the in Plane and Out-of- Plane Masonry Infill Walls' Interaction in the Structural Response of RC Buildings*. *Procedia Engineering*, 2015. **114**: p. 722-729.
47. Furtado, A., et al., *In-plane Response of Masonry Infill Walls: Experimental Study using Digital Image Correlation*. *Procedia Engineering*, 2015. **114**: p. 870-876.
48. Furtado, A., et al., *Evaluation of different strengthening techniques efficiency for a soft-storey building*. *European Journal of Environment and Civil Engineering*, 2017. **1**(18).
49. Furtado, A., et al., *Experimental evaluation of masonry infill walls out-of- plane capacity*. *Engineering Structures*, 2016. **111**: p. 48-63.
50. Furtado, A., et al., *Calibration of a simplified macro-model for infilled frames with openings*. *Journal of Structural Engineering*, 2017.

# A

## GRÁFICOS DAS TENDÊNCIAS OBSERVADAS ENTRE AS VARIÁVEIS, CAPÍTULO 2

### A.1. GRÁFICOS DE DISPERSÃO, VARIÁVEIS ESTUDADAS

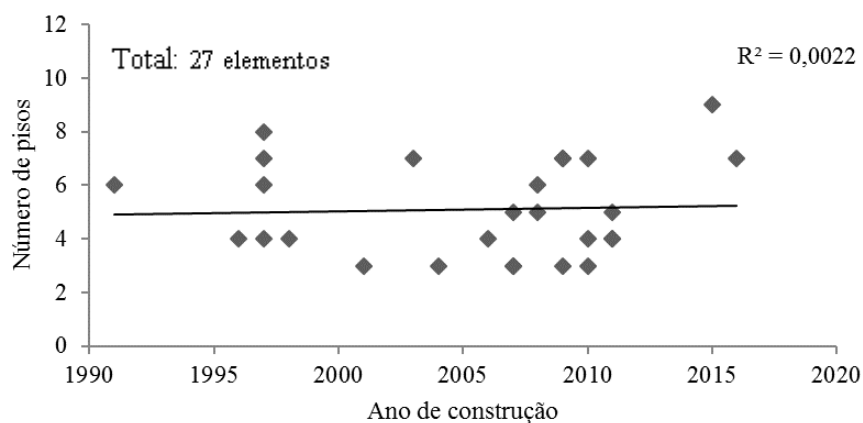


Fig. A.1. – Relação entre o ano de construção e o número de pisos.

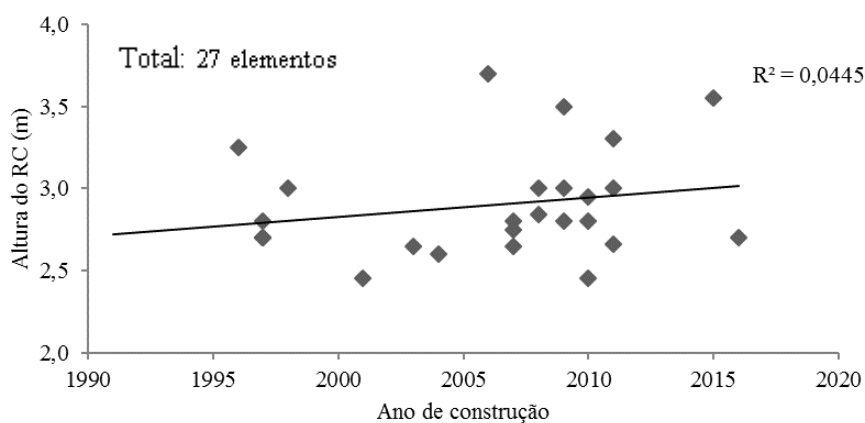


Fig. A.2. – Relação entre o ano de construção e a altura do rés-do-chão.

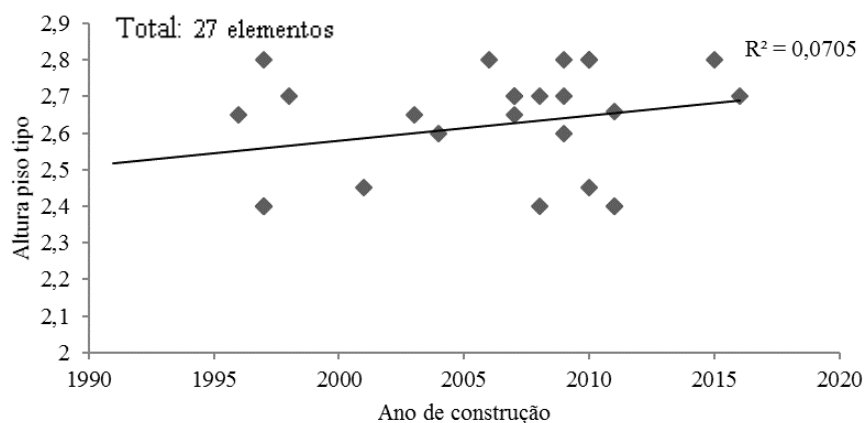


Fig. A.3. – Relação entre o ano de construção e a altura do piso tipo.

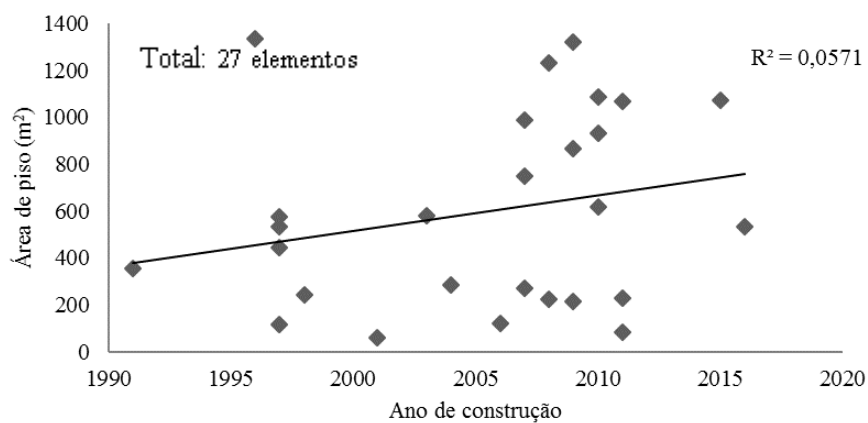


Fig. A.4. – Relação entre o ano de construção e a área de piso.

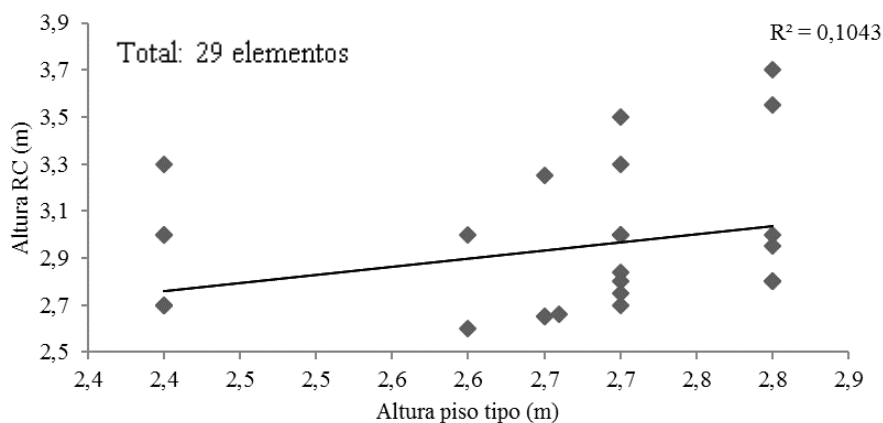


Fig. A.5. – Relação entre a altura piso e a altura do rés-do-chão.

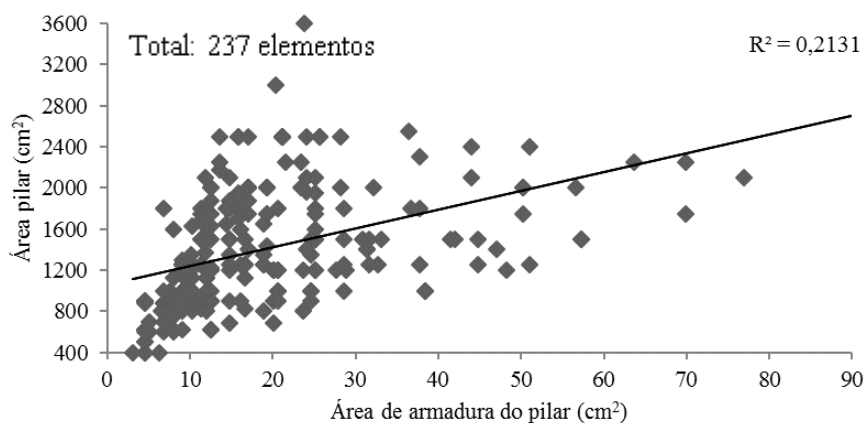


Fig. A.6. Relação entre área da armadura com a da secção do pilar.

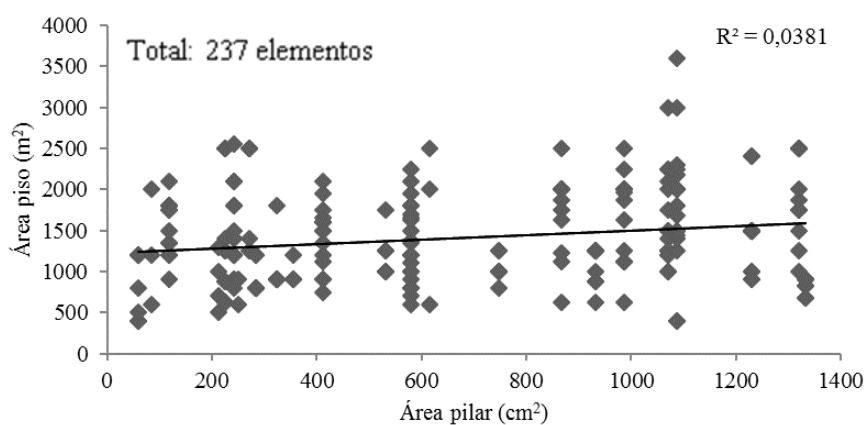


Fig. A.7. – Relação entre a área do pilar a área do piso.

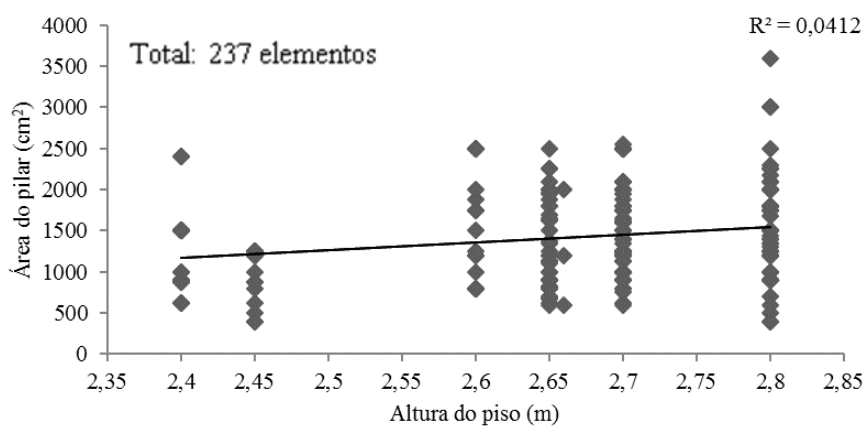


Fig. A.8. – Relação entre a altura do piso e a área do pilar.

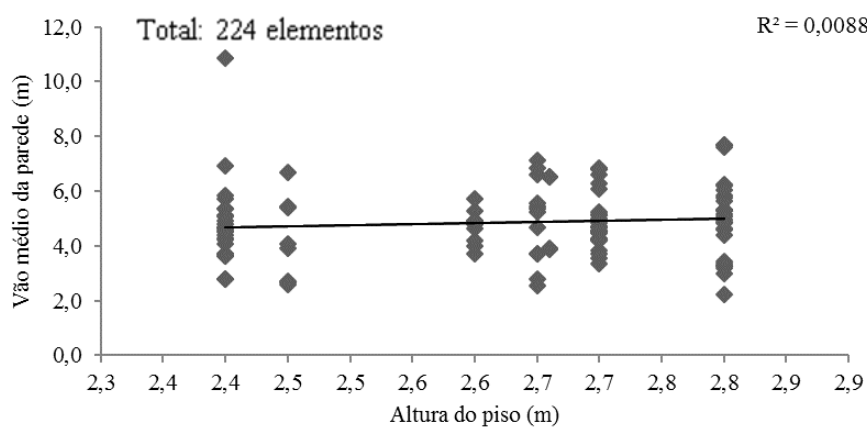


Fig. A.9. – Relação entre a altura do piso e o vão médio da parede.

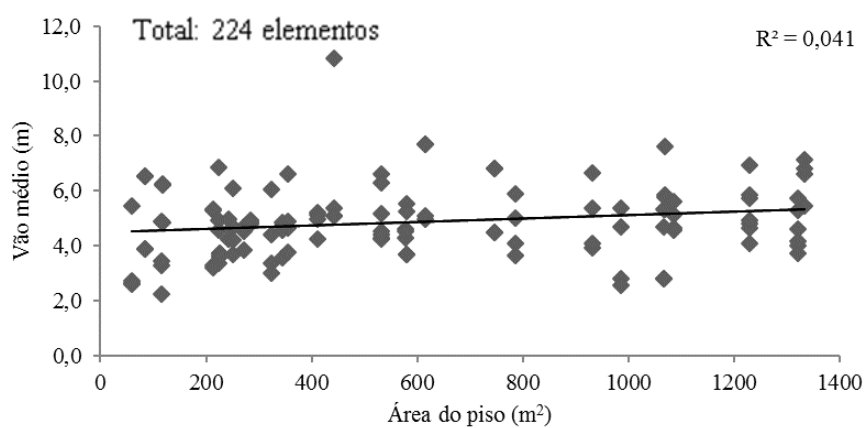


Fig. A.10. – Relação entre a área do piso e o vão médio.